

Ein konsistentes Sicherheitskonzept für Verbundträger

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Technischen Universität Darmstadt
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Dissertation

von

MSc. Haiqing Xu

Aus Jiang Su, VR China

Referent: Prof. Dr.-Ing. C.A. Graubner

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. J. Lange

Tag der Einreichung: 13.01.2003

Tag der mündlichen Prüfung: 14.02.2003

Darmstadt 2003

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Inhalt und Ziel der Arbeit	2
2. Grundlagen der Sicherheitstheorie	4
2.1 Einführung	4
2.1.1 Stand der Forschung	4
2.1.2 Begriffsdefinitionen	9
2.1.3 Grundlagen der Tragwerkszuverlässigkeit	11
2.1.3.1 Allgemeines	11
2.1.3.2 Zufallsvariable, Dichtefunktion und Verteilungsfunktion	12
2.1.3.3 Grundaufgabe und Lösung der Zuverlässigkeitstheorie	15
2.1.4 Erforderliche Tragwerkssicherheit	15
2.2 Verfahren zur Bestimmung der Tragwerkszuverlässigkeit	16
2.2.1 Probabilistische Näherungsverfahren	16
2.2.2 Exakte probabilistische Verfahren	18
2.2.3 Systemzuverlässigkeit	20
2.2.3.1 Einführung	20
2.2.3.2 Bestimmung des Hauptversagens des Systems	23
2.2.3.3 Berechnung der Systemversagenswahrscheinlichkeit	24
2.3 Normative Regelungen	27
2.3.1 Allgemeines	27
2.3.2 Zielsicherheitsniveau	28
2.3.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit	29
2.3.4 Teilsicherheitsbeiwert mit Verknüpfung von Bemessungswerten	30
3. Mechanische und stochastische Grundlagen	34
3.1 Werkstoffgesetze für die nichtlineare Zuverlässigkeitsanalyse	34
3.1.1 Werkstoffgesetz Beton	34
3.1.2 Werkstoffgesetz Betonstahl	37
3.1.3 Werkstoffgesetz Baustahl	38
3.2 Tragverhalten eines Stahlverbundträgers	40

3.2.1	Klassifizierung der Querschnitte	40
3.2.2	Nichtlineare Verfahren zur Berechnung der Querschnittstragfähigkeit von Stahlverbundträgern	41
3.2.3	Systemversagen von Stahlverbundträgern	42
3.3	Modellierung der Einwirkungskombinationen	45
3.3.1	Ansatz der Einwirkungen	45
3.3.2	Verhältnis zwischen Nutzlast und Eigenlast	46
3.4	Zusammenfassung aller stochastischer Kenngrößen	47
3.5	Berechnung des Sicherheitsindex β auf Querschnittsebene	48
4.	Parameterstudie	49
4.1	Übersicht	49
4.2	Parameter und Berechnungsbereich	49
4.3	Bestimmung der Simulationsanzahl bei der Monte Carlo Methode	52
4.4	Parameterstudie geometrischer Eigenschaften	56
4.4.1	Überblick	56
4.4.2	Der Einfluss der Betonplattenbreite auf den Sicherheitsindex	56
4.4.3	Der Einfluss der Betonplattendicke auf den Sicherheitsindex	56
4.4.4	Der Einfluss der Steghöhe des Stahlträgers auf den Sicherheitsindex	58
4.5	Sensitivitätsanalyse der Parameterstudie für den Beton	59
4.5.1	Der Einfluss der Betonarten auf den Sicherheitsindex	59
4.5.2	Der Einfluss des E-Moduls des Betons auf den Sicherheitsindex	60
4.5.3	Der Einfluss der Druckfestigkeit des Betons auf den Sicherheitsindex	61
4.5.4	Der Einfluss der Bruchdehnung des Betons auf den Sicherheitsindex	61
4.6	Sensitivitätsanalyse des Betonstahls	62
4.7	Sensitivitätsanalyse des Baustahls	62

4.7.1	Der Einfluss der Baustahlart auf den Sicherheitsindex	62
4.7.2	Der Einfluss des E-Moduls von Baustahl auf den Sicherheitsindex	63
4.7.3	Der Einfluss der Streckgrenze des Baustahls auf den Sicherheitsindex	64
4.7.4	Der Einfluss der Bruchdehnung des Baustahls auf den Sicherheitsindex	64
4.7.5	Der Einfluss der Verfestigung des Baustahls auf den Sicherheitsindex	68
4.8	Zusammenstellung der zu untersuchenden Parameter	68
5	Erforderlicher Sicherheitsbeiwert und Kalibrierung auf Querschnittsebene	69
5.1	Eingrenzung des Bearbeitungsumfangs	69
5.2	Kalibrierung eines neuen Sicherheitsformates auf Querschnittsebene	69
5.2.1	Betrachtete Querschnittstypen	69
5.2.2	Theoretische Ableitung und erforderlicher Sicherheitsbeiwert auf der Querschnittsebene	70
5.2.3	Vorschlag des erforderlichen Sicherheitsbeiwerts auf der Querschnittsebene	78
5.2.4	Kalibrierung des Sicherheitsbeiwerts auf der Querschnittsebene nach der derzeitigen Normung	79
5.2.4.1	Kalibrierung von Querschnitten aus Stahlprofilen HEA unter positivem Biegemoment	80
5.2.4.2	Kalibrierung von Querschnitten mit dem Profiltyp HEA unter negativem Biegemoment	83
6	Verifizierung des Sicherheitsniveaus auf Systemebene	86
6.1	Übersicht	86
6.2	Verifizierung des Sicherheitsniveaus von Systemen mit Querschnitten der Klasse 1	86
6.2.1	Schnittgrößen nach Fließgelenktheorie I. Ordnung unter Gleichlast ...	86
6.2.2	Einfluss einer Einzelkraft	87
6.2.3	Verifizierung des Sicherheitsniveaus von einem Zweifeldträger	97
6.2.4	Verifizierung des Sicherheitsniveaus von einem Dreifeldträger	100
6.2.5	Verifizierung des Sicherheitsniveaus von einem Vierfeldträger	104

6.2.6	Nachweis der massgebenden Versagensfälle für Durchlaufträger mit Querschnitt der Klasse 1	108
6.3	Verifizierung des Sicherheitsniveaus von Systemen mit Querschnitten der Klasse 2	111
6.3.1	Übersicht	111
6.3.2	Verifizierung des Sicherheitsniveaus eines Zweifeldträgers	111
6.3.3	Verifizierung des Sicherheitsniveaus eines Dreifeldträgers	118
6.3.4	Verifizierung des Sicherheitsniveaus eines Vierfeldträgers	125
6.3.5	Zusammenfassung für Durchlaufträger mit einem Querschnitt der Klasse 2	134
7.	Näherungslösung für ein konsistentes Sicherheitsformat	137
7.1	Vorschlag eines verbesserten Sicherheitsformates	137
7.2	Näherungsvorschlag für den Beiwert γ_{CS} auf der Querschnittsebene	137
7.3	Näherungslösung für den Beiwert γ_{Sys} auf Systemebene	139
8.	Zusammenfassung	141
Anhang 1 - Anhang 6		A1
Literaturverzeichnis		A25

1. Einleitung

1.1 Problemstellung

In der Baupraxis ist man zunehmend bestrebt, die verwendeten Baustoffen möglichst wirtschaftlich auszunutzen. Das führt zu dem Wunsch das Tragverhalten einer Konstruktion durch Verfeinerung der Berechnungsmethoden genauer zu erfassen. Auch der wissenschaftliche Wettbewerb auf nationaler und internationaler Basis fördert die Entwicklung wirklichkeitsnaher Bemessungsregeln [Graubner (1989)], damit die Konstruktion mit angestrebter Zuverlässigkeit möglichst wirtschaftlich ist. Für die Bemessung von Verbundträgern bieten sich nichtlineare Verfahren die Schnittgrößen an, um den Tragverhalten wirklichkeitsnah zu erfassen.

Die Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken erfolgt derzeit nach dem EC 4 (1994), den „Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Verbundträgern“ (1991) und dem Entwurf der DIN 18 800 Teil5 (1998). In den genannten Normen werden analog zum vorhandenen Kenntnisstand, die einzelnen Bauelemente des Verbundbaus detailliert geregelt. Der Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzepts mit Teilsicherheitsbeiwerte auf den Einwirkungs- und den Widerstandsseite. Diese Teilsicherheitsbeiwerte sollen ein hinreichendes Zuverlässigkeitsniveau des Tragwerks gewährleisten.

Die Zuverlässigkeit eines Tragwerks kann sich über den Sicherheitsindex β beschrieben werden, welcher von der gewählten Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb des festgelegten Versagenszeitraumes abhängt. In EC1, T1 (1995) wird diesbezüglich bei einer Versagenswahrscheinlichkeit von $1,3 \times 10^{-6}$ für einen Versagenszeitraum von 1 Jahr ein Wert $\beta = 4,7$ und für die Nutzungsdauer (≈ 50 Jahre) ein Sicherheitsindex von $\beta = 3,8$ angegeben.

Die notwendigen Sicherheitsbeiwerte zur Erreichung dieser in EC1 T1 definierten Versagenswahrscheinlichkeit hängen von einer Vielzahl von Einflussgrößen ab. Von besonderer Bedeutung sind diesbezüglich die Dichtefunktion der jeweiligen Bemessungsvariablen sowie deren Mittelwert und Variationskoeffizient. Diese hängen wiederum von materialspezifischen Kenngrößen ab, da z.B. die Betondruckfestigkeit eine größere Streuung aufweist als die Stahlzugfestigkeit. Darüber hinaus beeinflussen sich die erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und auf der Widerstandsseite gegenseitig.

Grundlage des Sicherheitsformates der Eurocodes ist das Versagen eines Querschnitts in einem Bauteil. Hierauf sind alle Teilsicherheitsbeiwerte abgestimmt. Dies bedeutet gleichzeitig, dass Systemeinflüsse bei statisch unbestimmt gelagerten Stabwerken nicht erfasst werden. Des weiteren wurden die Sicherheitsbeiwerte vereinfachend so festgelegt, dass in der überwiegenden Zahl der Versagensfälle zumindest eine Versagenswahrscheinlichkeit von $1,3 \times 10^{-6}$ gewährleistet sein soll, gleichzeitig aber eine Vielzahl unterschiedlicher Sicherheitsbeiwerte vermieden wird, um eine praxisnahe Bemessung auf Querschnittsebene zu ermöglichen. Die Zahlenwerte der erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte können entweder nach Erfahrung oder nach statistischer Auswertung von Versuchsdaten ermittelt werden.

Ein genauer Nachweis der vorhandenen Systemzuverlässigkeit von Verbundträgern im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf probabilistischen Grundlage ist grundsätzlich möglich. Für die Bemessung von Bauteilen ist diese Vorgehensweise jedoch zu aufwendig. Daher werden im Sicherheitsformat der Eurocodes Einwirkungs- und Widerstandsseite vereinfachend entkoppelt und mit unabhängigen

Teilsicherheitsbeiwerten γ_F und γ_R gearbeitet. Die materialübergreifenden Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für die Einwirkungsseite sind in EC 1 definiert, während die materialspezifischen Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsseite in den jeweiligen Materialvorschriften (z.B. EC 4) festgelegt sind.

Es bleibt jedoch festzuhalten, dass mit den in den Eurocodes festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten einerseits die geforderten Versagenswahrscheinlichkeit auf Querschnittsebene nicht in allen Fällen erreicht wird und andererseits Systemeinflüsse nur unzureichend erfasst werden. Daher besteht – insbesondere bei einer wirklichkeitsnahen Modellierung der nichtlinearen Materialeigenschaften – Forschungsbedarf hinsichtlich der anzusetzenden Sicherheitsbeiwerte.

1.2 Inhalt und Ziel der Arbeit

Das Ziel dieser Arbeit ist es, eine Beziehung zwischen erforderlichen Sicherheitsbeiwerten und angestrebtem Zuverlässigkeitsindex im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Kalibrierung auf der Basis des EC 4 zu finden. Dementsprechend ist eine Nachweismethode zu entwickeln, durch die ein hinreichendes Sicherheitsniveau des Tragsystems gewährleistet wird. Die Ermittlung der zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte kann durch eine nichtlineare Berechnung unter Verwendung von Mittelwerten der Materialeigenschaften erfolgen, wobei hinsichtlich des Sicherheitsformats bereits grundlegende Arbeiten von Eibl (1992), Eibl & Schmidt-Hurtienne (1995) und Eibl (2000) bekannt sind. Weiterführende Arbeiten hinsichtlich der Zuverlässigkeit von Stahlbetonbauteil bei nichtlinearen Modellen wurden von Six (2002) (Diss) und Graubner et al. (2002) durchgeführt und sind ebenfalls zu berücksichtigen.

Die vorliegende Arbeit befasst sich ausschließlich mit den auf der Widerstandsseite anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerten, wenn die zugehörigen Einwirkungen direkt nach EC 1 mit dem dort festgelegten Sicherheitsabstand zugrunde gelegt werden. Im einzelnen werden folgende sechs Fragestellungen näher untersucht (siehe Bild 1-1).

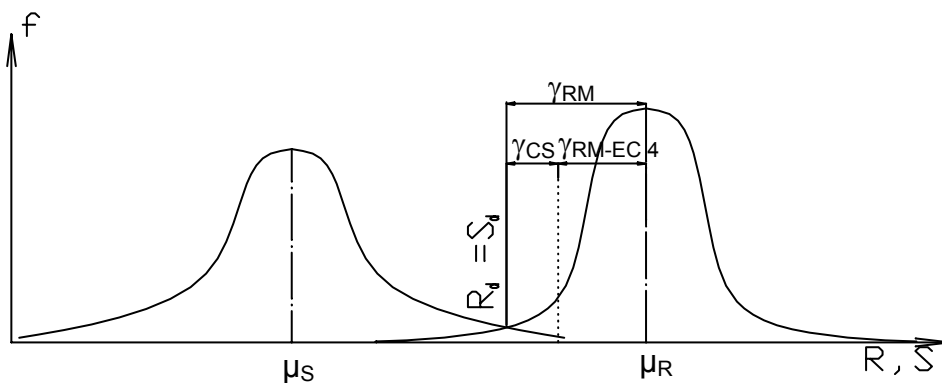


Bild 1-1 Darstellung des Inhaltes des Sicherheitskonzepts dieser Arbeit auf der Querschnittsebene

1. Analyse der Empfindlichkeit der probabilistischen Variablen [Liu (1999a)] [Schuëller (1997a)]
2. Bestimmung des erforderlichen Sicherheitsbeiwerts γ_{RM} (siehe Bild 1-1) auf Querschnittebene unter Ansatz eines Sicherheitsindex von $\beta = 4,7$ unter Verwendung von Mittelwerten der Materialeigenschaften
3. Bestimmung des vorhandenen Sicherheitsbeiwertes γ_{RM-EC4} auf der Widerstandsseite, wenn bei einer Bemessung nach EC 4 anstelle der Bemessungswerte der Materialeigenschaften Mittelwerte zugrunde gelegt wird
4. Bestimmung eines Korrekturbeiwertes $\gamma_{CS} = \frac{\gamma_{RM}}{\gamma_{RM-EC4}}$ auf Querschnittsebene
5. Bestimmung eines Korrekturfaktors γ_{Sys} zur Erfassung von Systemeinflüssen auf die Versagenswahrscheinlichkeit bei einer Bemessung der Querschnittsfläche EC 4
6. Einfache Näherungsansätze zur Beschreibung der Korrekturfaktoren γ_{CS} und γ_{Sys}

Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zur Anwendung nichtlinearer Berechnungsverfahren im Verbundbau in Verbindung mit dem zugehörigen Sicherheitsformat. Durch die Aufspaltung der auf der Widerstandsseite anzusetzenden Sicherheitselemente in querschnittsbezogene und systembezogene Einflüsse ist eine zielgenaue Erfassung verschiedener Einflussgrößen möglich. Aufgrund der Vielfalt möglichen Tragsysteme können nicht alle Tragwerkstypen vollständig untersucht werden. Daher beschränken sich die Systemanalysen auf Durchlaufträger mit Verbundquerschnitten der Klassen 1 und 2. Mit Hilfe der Korrekturfaktoren γ_{CS} und γ_{Sys} können die für die Bemessung von Verbundquerschnitten bekannten Verfahren nach EC 4 für die nichtlineare Berechnung angepasst werden.

2. Grundlagen der Sicherheitstheorie

2.1 Einführung

2.1.1 Stand der Forschung

Der Beginn des 19. Jahrhunderts kann als Wendepunkt für die Zuverlässigkeit von Bauwerken angesehen werden [Straalen (1999)]. In Verbindung mit neu entwickelten Berechnungstheorien wurde der Begriff des **Sicherheitsfaktors** eingeführt. In dieser Zeit wurde das „**Traglastverfahren** (Ultimate Load Design)“ entwickelt. Die für dieses Verfahren benötigten Sicherheitsbeiwerte konnten nur experimentell festgelegt werden. Einen ausführlichen Überblick über diese Entwicklung liefert [Beeby (1994)].

In der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts wurde das Verfahren der „**Zulässigen Spannungsbegrenzung** (Allowable Stress Design **ASD**)“ eingeführt. Bis in das Jahr 1976 basierten die amerikanischen und britischen Vorschriften des Bauwesens hauptsächlich auf diesem Verfahren [Yu.& Ye (1986)]. Das Verfahren „ASD“ hat den Vorteil, besonders einfach anwendbar zu sein. Allerdings erfolgt die Festlegung der in der Norm als zulässig erachteten Spannungen hauptsächlich auf der Grundlage von Erfahrungswerten.

Die allgemeine Nachweisgleichung dieses Verfahrens lautet:

$$\sigma < f_k / k \quad 2-1$$

Mit:

- σ Spannung infolge der Beanspruchung
- f_k Bruchspannung des Materials
- k Sicherheitsbeiwert

In dem Jahr 1932 wurde von A. F.Loleit das erste Konzept eingeführt, das auf dem Prinzip der Versagenszustände basierte [Huang (1989)]. In dem Jahr 1938 wurde die erste Stahlbeton-Vorschrift veröffentlicht, die auf diesem Konzept aufbaute und auf der plastischen Grenzlasterlast des Materials begründet war [Huang (1989)]. Das Verfahren galt als praxisnah, allerdings konnten durch den in diesem Konzept verwendeten globalen Sicherheitsbeiwert K die Streuungen der Materialeigenschaften und der Einwirkungen nicht realistisch erfasst werden.

Das allgemeine Nachweiskonzept für biegebeanspruchte Elemente lautet:

$$M < M_p / K \quad 2-2$$

Mit:

- M Biegemoment infolge der Einwirkung
- M_p Plastisches Grenzmoment
- K Globaler Sicherheitsbeiwert

Während des zweiten Weltkrieges wurden Bemessungsverfahren, basierend auf einer spezifizierten Wahrscheinlichkeit bezüglich der Lebensdauer, in der Raumfahrtindustrie entwickelt. Einige Jahre später wurde mit der Einführung **wahrscheinlichkeitstheoretischer Konzepte** (probabilistic concept) begonnen. Seit dieser Zeit ist die **wahrscheinlichkeitstheoretische Zuverlässigkeitsmethode** (probabilistic Reliability Method: **PRM**) entwickelt und in der Bemessungspraxis verwendet worden. Eine ausführliche Darstellung enthält [Benjamin, Cornell (1969)].

Der Nachteil dieses Verfahrens ist, dass es nur von Experten angewendet werden konnte und zu kompliziert für die allgemeine Bemessungspraxis war [Straalen (1999)]. Parallel zu der Entwicklung dieses Sicherheitskonzepts wurde ein noch konsistenteres Sicherheitskonzept entwickelt. Dieses „**Teilsicherheitsbeiwert** Konzept (Partial Factors Design; **PFD**), kombiniert das Konzept der „Spannungsbegrenzung (**ASD**)“ und das „**Traglastverfahren**“ miteinander. Der Vorteil dieses Verfahrens ist, dass durch die speziellen Teilsicherheitsbeiwerte für Belastung und Material ein einheitlicheres Sicherheitsniveau für das Tragsystem erreicht werden kann [Straalen (1999), CEB (1964)].

Im Jahr 1955 wurde die ehemalige sowjetische Vorschrift „Struktur aus Beton und Stahlbeton“ basierend auf der Grundlage des Grenzzustandskonzeptes veröffentlicht [Huang (1989)].

Die allgemeine Nachweisgleichung dieses Verfahrens lautet:

$$\sum n_i \cdot N_i^b \leq \Phi(m, k, R, S...) \quad 2-3$$

hierbei sind:

- n_i Beiwert zur Berücksichtigung der möglichen Überschreitungen der planmäßigen Beanspruchung
- N_i^b Einwirkung infolge der planmäßigen Belastung
- m Beiwert zur Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen (Umwelt)
- k Beiwert zur Berücksichtigung der Schwankungen von Materialkenngrößen
- R charakteristische Materialfestigkeit
- S geometrische Eigenschaft (Abmessung bzw. Länge)

Seit dem Anfang der Sechziger Jahre wurde in vielen nationalen und internationalen Vorschriften des Bauwesens das deterministische Konzept durch das „Semi-probabilistische“ Teilsicherheitskonzept (PFD) ersetzt [Marek et. al.(2001)]. Das Ziel dieses Konzeptes ist das Erreichen einer gleichmäßigen Sicherheit für alle Bauteile des Bauwerks. Dies kann erreicht werden, indem unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Art der Belastung und von den Materialeigenschaften angesetzt werden. Der Vorteil dieses Verfahrens ist, dass es die Unsicherheiten der Belastung und des Materials gleichzeitig berücksichtigt. Dies bedeutet, dass dieses Konzept eine wahrscheinlichkeitstheoretische Methode ist, da der Sicherheitsbeiwert von den charakteristischen Werten der Belastung und der Materialeigenschaft abgeleitet wird [Straalen (1999)].

Ein weiteres Bemessungskonzept ist das **LRFD** (Load and Resistance Factor Design). Dieses Verfahren wurde in einige derzeit gültige Vorschriften bzw. Normen, wie z.B. den europäischen Eurocode 1 T 1 (1995), die amerikanische Norm ACI 318 (1995) und die australische Bemessungsnorm AS 3600 (1994), übernommen.

Die allgemeine Nachweisgleichung lautet:

$$\gamma_{Sd} \cdot E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_{Rd}} \quad (\text{EC 1}) \quad (2-4)$$

$$\gamma_Q \cdot Q_n \leq \phi \cdot R_n \quad (\text{ACI 318, AS 3600}) \quad (2-5)$$

hierbei sind:

$E_k; Q_n$ Einwirkung infolge der Gebrauchslast

$R_k; R_n$ charakteristischer Wert des Tragwiderstandes

$\gamma_{Sd}; \gamma_Q; \gamma_{Rd}; \phi$; Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen bzw. für den Widerstand

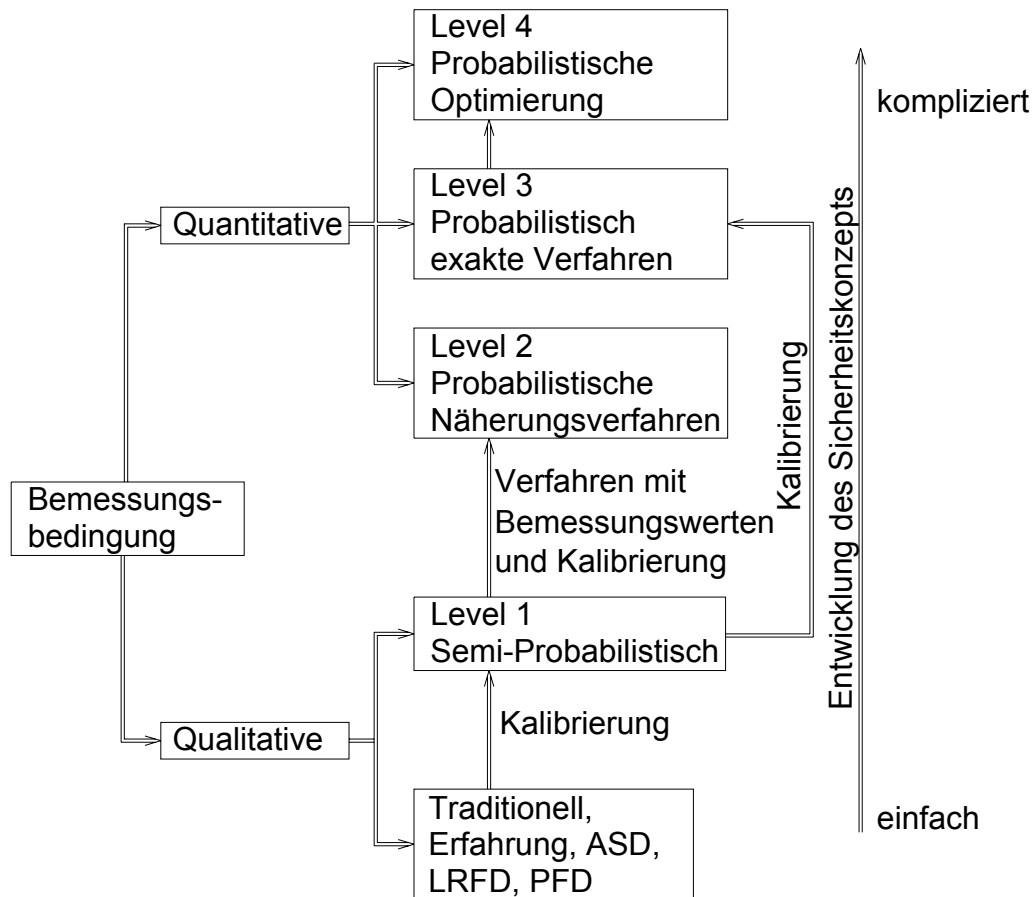
Alle Sicherheitsbeiwerte der oben genannten Methoden sind auf Grund von Erfahrungswerten bzw. durch Experimente festgelegt worden. Diese Sicherheitsbeiwerte sind konstante Werte. Die in den o.g. Verfahren angesetzten Werte der Einwirkung bzw. des Widerstandes repräsentieren z.B. Mittelwerte oder charakteristische Werte. Das heißt, für die Bemessungsvariablen wird nur jeweils ein einziger Kennwert bei der Bemessung berücksichtigt. Dies entspricht dem Stand der heutigen Normen. Aus diesem Grund sind in den heutigen Normen Aussagen über die genaue Versagenswahrscheinlichkeit nicht möglich. Bemessungsregeln semi-probabilistischer Art fallen unter die erste Stufe der Sicherheitstheorie (**Level I**) [Schneider (1996)].

In dem Jahr 1971 wurde das **JCSS** (Joint Committee on Structural Safety), ein Verbundkomitee zur Koordinierung der Aktivitäten von sechs internationalen Vereinigungen des Bauingenieurwesens, gegründet. [Straalen (1999)] glaubt, dass man zur Erarbeitung moderner Vorschriften die Methode der Tragwerkszuverlässigkeit (Structural reliability methods) benutzen und auf die Methode der Grenzzustände (Limit state concept) erweitern sollte. Je nach der Komplexität der zu lösenden Aufgaben werden für eine derartige Sicherheitsbetrachtung weitere Sicherheitsniveaus, Level II und III, eingeführt.

Auf der zweiten Ebene (**Level II**) werden die Bemessungsvariablen (Einwirkung und Widerstand) durch zwei Kennwerte festgelegt, z.B. durch den Mittelwert und die Standardabweichung. Auf dieser Ebene sind bereits Aussagen über die Versagenswahrscheinlichkeit möglich. Um diese Möglichkeit zu realisieren, sind verschiedene Näherungsverfahren, z.B. die Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung, entwickelt worden.

Auf der dritten Ebene (**Level III**) werden die Basisvariablen zusätzlich durch ihre Verteilungsfunktion beschrieben. Auf dieser Ebene wird von einer vollständig probabilistischen Vorgehensweise gesprochen. Das Tragsystem wird hier durch eine genaue probabilistische Analyse bemessen.

Der ganze Entwicklungsprozess des Sicherheitskonzepts wird aufbauend auf einer Darstellung von [Rasche & Woolley (2000)] und [Johannis (1999)] in Bild 2-1 zusammengefasst. Ein ähnliches Bild findet man auch in [EC 1 T1 (1995)]. Darüber hinaus wird von dem Verfasser dieser Arbeit ein Bemessungsalgorithmus festgelegt, der schematisch in Bild 2-2 dargestellt ist.



2-1 Entwicklungsvorgang des Sicherheitskonzepts

Es muss angemerkt werden, dass von einigen Verfassern, z.B. [Hedges & Reis (1999)] und [Rasche & Woolley (2000)], das „Semi-Probabilistische“ Verfahren in das Sicherheitsniveau „Level II“ klassifiziert wird. Nach Auffassung des Verfassers dieser Arbeit ist bei Beachtung der vorab dargestellten Definitionen der einzelnen Sicherheitsstufen eine Einordnung in „Level I“ gerechtfertigt.

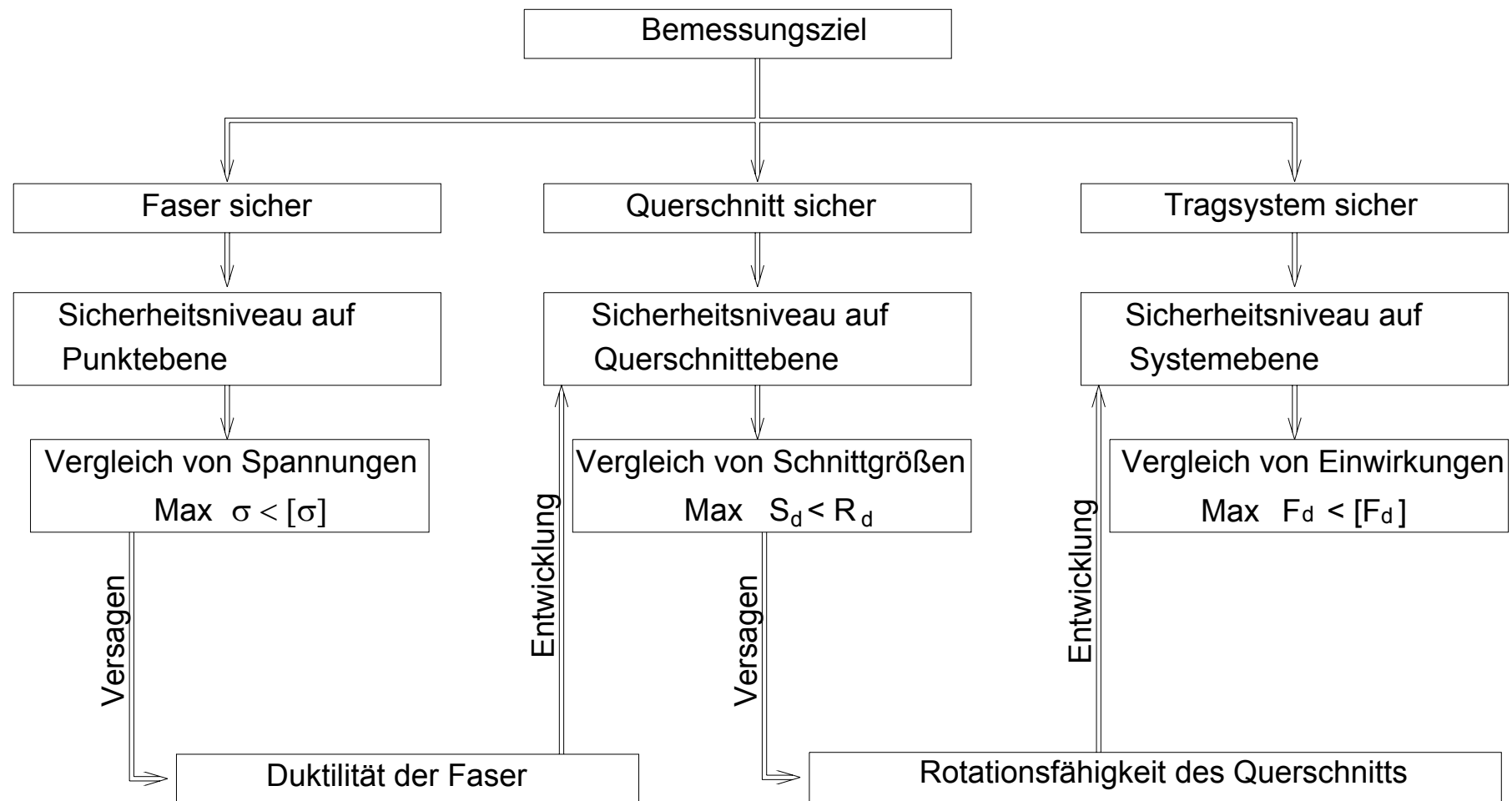


Bild 2-2 Entwicklungsvorgang des Bemessungskonzeptes

2.1.2 Begriffsdefinitionen

Die Grundaufgabe bei der Tragwerksplanung ist es, das Tragwerk unter Berücksichtigung aller Einwirkungen sowie einer vorgesehenen Lebensdauer ökonomisch und ausreichend sicher zu konstruieren. Dieses Ziel soll in den derzeitigen Normen durch ein semi-probabilistisches Sicherheitskonzept erreicht werden. Nachfolgend werden die in diesem Zusammenhang wichtigsten Begriffe erläutert.

Grenzzustände sind Zustände, bei deren Überschreitung die Entwurfsanforderungen nicht mehr erfüllt sind [EC 1 T 1 (1995)]. Nach dieser Definition kann man i.d.R. drei Grenzzustände unterscheiden. Diese sind der Grenzzustand der **Dauerhaftigkeit**, der Grenzzustand der **Tragfähigkeit** und der Grenzzustand der **Gebrauchstauglichkeit**. In ISO 2394 10th Draft (1993), JCSS Part 1 (2000) und GrusiBau (1981) werden die Grenzzustände in den Grenzzustand der Tragfähigkeit und in den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterteilt.

Grenzzustände der Dauerhaftigkeit sind Zustände, die während der geplanten Nutzungsdauer bei angemessenem Instandhaltungsaufwand gebrauchsfähig bleibt.

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind Zustände, bei deren Überschreitung die festgelegten Nutzungsanforderungen eines Tragwerks oder eines seiner tragenden Teile nicht mehr erfüllt sind. Hierunter zählen z.B. die Rissbreitenbeschränkung, oder die Durchbiegungsbeschränkung.

Grenzzustände der Tragfähigkeit sind Zustände, die mit dem Einsturz oder mit ähnlichen Arten des Tragwerkversagens verbunden sind. Diese werden nach [JCSS Part 1 (2000), ISO2394 10th Draft (1993) und EC 1 T 1(1995)] wie folgt zusammengefasst:

- Verlust des Gleichgewichts einer Struktur oder eines seiner Teile
- Erreichen der maximalen Beanspruchbarkeit eines Querschnitts oder einer Verbindung durch Bruch oder übermäßige Verformung
- Die Tragstruktur oder deren Teile verändern sich zu einem kinematischen System (verursacht z.B. durch Ermüdung, Korrosion o. ä)
- Änderung des angenommenen Rechenmodells zu einem neuen System (In dieser Arbeit wird diese Änderung nur als Grenzzustand berücksichtigt, wenn das neue System kinematisch ist.)

Die Versagensarten im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden in dieser Arbeit zusätzlich erweitert. Diese Erweiterung kann wie folgt zusammengefasst werden:

- Das Überschreiten der maximalen Beanspruchbarkeit eines Querschnittes an lokalen Stellen im System (z.B. Fließgelenke für Querschnitte der Klasse 1), soll noch nicht als Systemversagen gewertet werden, falls das Gesamtsystem noch stabil ist.

Die Rotationskapazität eines plastischen Gelenkes ist ein wichtiges Kriterium, um die Systemstabilität zu beurteilen. In dieser Arbeit werden Fließgelenke nur in Verbundquerschnitten der Klasse 1 berücksichtigt, da für diese eine ausreichende Rotationskapazität gewährleistet ist.

In der vorliegenden Arbeit wird das Sicherheitsniveau nur für den Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht. Der Sicherheitsindex β für einen Bezugszeitraum von einem Jahr nach GrusiBau 1981 ist in Tabelle 2-1 angegeben. Darüber hinaus werden die verschiedenen Sicherheitsklassen definiert. [EC 1 T 1 (1995)] fordert für

den Bezugszeitraum von einem Jahr einen Sicherheitsindex für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von 4,7. Dies entspricht der Sicherheitsklasse 2 nach GrusiBau. Für die Mehrzahl der baulichen Anlagen ist nach GrusiBau die Sicherheitsklasse 2 maßgebend. Im Rahmen dieser Arbeit sollen die Ergebnisse ebenfalls an das Sicherheitsniveau der Klasse 2 kalibriert werden.

Tabelle 2-1: Erforderlicher Sicherheitsindex im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Bezugszeitraum von einem Jahr

Sicherheitssklassen	1	2	3
Eigenschaft des Gebäudes	keine Gefahr für Menschenleben und geringe wirtschaftliche Folgen	Gefahr für Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen	Große Bedeutung der baulichen Anlage für die Öffentlichkeit
Sicherheitsindex	4,2	4,7	5,2

Unter dem Begriff „**Geplante Nutzungsdauer**“ wird der Zeitraum verstanden, in dem ein Tragwerk die Anforderungen hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit, Standfestigkeit und Stabilität erfüllen muss.

Nach [EC 1 T1 (1995)] und [ISO 2394 10th Draft (1993)] werden die Klassen auf die geplanten Nutzungsdauer bezogen.

Tabelle 2-2: Vorgesehene Nutzungsdauer von verschiedenen Vorschriften

Bauwerk -klasse	Vorgesehene Nutzungsdauer (in Jahren)		Beispiel
	EC 1	ISO 2394	
1	1-5	<5	Tragwerke mit befristeter Standzeit
2	25	<20	Austauschbare Tragwerksteile
3	50	40-75	Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke
4	100	50-100	Monumentale Gebäude, Brückenbau, ect.

Aus Tabelle 2-2 wird ersichtlich, dass die geplante Nutzungsdauer für Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke 50 Jahre beträgt. Den vorliegenden Untersuchungen wird ebenfalls eine geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren zugrunde gelegt.

Risiko bedeutet das Maß der Größe einer Gefahr, welches im allgemeinen eine Funktion der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Schadens und dem Ausmaß der Schadensfolge ist. Häufig wird Risiko als das Produkt der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Ereignisses und dem Erwartungswert des Schadens bei Eintritt dieses Ereignisses definiert [Schneider (1996); Six (2002)]. Die mathematische Beziehung gemäß [ISO 2394 ANNEX4 2th (1993)] und [CORUS (2001)] lautet:

$$\text{Risiko} = \text{Versagenswahrscheinlichkeit} \times \text{Schadensumfang}$$

2-6

Gleichung 2-6 zeigt, dass eine hohe Eintretenswahrscheinlichkeit eines Schadens bei niedrigen Schadensfolgen akzeptiert werden kann. Darüber hinaus müssen hohe Schadensfolgen immer mit einer geringen Versagenswahrscheinlichkeit in Verbindung gesetzt werden.

Zuverlässigkeit ist die Eigenschaft eines Tragwerks, eine festgelegte Funktion unter den geplanten Nutzungsbedingungen während einer festgelegten Zeitdauer mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit zu erfüllen. Sie wird oft als Komplement zur Versagenswahrscheinlichkeit P_f und somit als „Überlebenswahrscheinlichkeit“ $P_r = 1 - P_f$ definiert [Schneider (1996); Six (2002)]. Die Zuverlässigkeit umfasst die Tragsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks.

2.1.3 Grundlagen der Tragwerkszuverlässigkeit

2.1.3.1 Allgemeines

Um eine ausreichende Sicherheit für das Bauwerk unter ökonomischen Aspekten während der Erstellungs- und der Nutzungsdauer zu gewährleisten, müssen die Einwirkung und der Widerstand, bzw. deren Beziehung zueinander, untersucht werden. In der traditionellen Methode wird die Beziehung zwischen Einwirkung und Widerstand nur durch deren deterministische Kennwerte beschrieben. Hierbei wird die erforderliche Zuverlässigkeit des Bauwerks durch Sicherheitsbeiwerte gewährleistet.

In der Realität haben die zu lösenden Zusammenhänge kaum deterministischen Charakter. Die Gründe dafür können in folgende Aspekte unterteilt werden:

1. Naturaspekte, wie z.B. klimatische Einwirkungen (Wind, Schnee und Temperaturen, usw.)
2. Technische Aspekte, wie z.B. Überschreitung der planmäßigen Einwirkungen, Eigenschaft der Baustoffe, geometrische Größen und Modellungenauigkeiten
3. Soziale oder humanistische Aspekte, wie z.B. Wirtschaftsentwicklung, unzureichender Wissensstand, usw.. Nähere Informationen können der [GrusiBau (1981)] entnommen werden.

Bei der Erarbeitung der bisherigen Sicherheitskonzepte werden die Einflussparameter, soweit möglich, als probabilistische Variablen modelliert. Für geometrische Parameter kann eine Normalverteilung, für Kennwerte des Materials eine logarithmische Normalverteilung, für ständige Belastungen eine Normalverteilung, für veränderliche Einwirkungen eine Gumbel (Extrem I)-Verteilung und für den Widerstand des Bauteilquerschnitts eine logarithmische Normalverteilung angenommen werden.

Im Rahmen des Nachweiskonzeptes wird folgende Gleichung als Versagenskriterium angesetzt:

$$S < R \text{ oder } Z = S - R < 0 \quad 2-7$$

$$P_f = P(Z < 0) \quad 2-8$$

Hierbei sind:

Z	Sicherheitsmarge
S	Einwirkung
R	Widerstand
P_f	Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks

Um Gleichung 2-8 zu lösen, müssen für die Einwirkung und den Widerstand Zufallsvariablen eingeführt werden. Die diesbezügliche Vorgehensweise wird im folgenden Abschnitt ausführlich beschrieben.

2.1.3.2 Zufallsvariable, Dichtefunktion und Verteilungsfunktion

Eine **Zufallsvariable** ist eine Variable, deren Wert durch eine bestimmte Wahrscheinlichkeitsverteilung beschrieben wird. Zufallsvariablen werden mit Großbuchstaben und deren Realisierungen mit Kleinbuchstaben bezeichnet. [Neusser & Schmidheiny (2002)].

Eine Zufallsvariable ist eine Funktion, die aus einem Stichprobenraum Ω , jedem Wert $\omega \in \Omega$ eine reelle Zahl $X(\omega) \in \mathbb{R}$ zuordnet:

$$X: \omega \rightarrow X(\omega) \in \mathbb{R} \quad 2-9$$

Da eine explizite Berücksichtigung aller Einflussgrößen die Beurteilung der Tragfähigkeit eines Tragsystems zu einer ausserordentlich komplexen Aufgabe machen würde, werden im Rahmen dieser Arbeit lediglich Zufallsvariablen zur Beschreibung der Materialeigenschaft, der geometrischen Parameter des Systems und der Einwirkungen berücksichtigt. Zeitabhängige Einflüsse wie beispielsweise aus Kriechen des Betons bleiben aufgrund ihres geringen Einflusses (vgl. Abschnitt 3.3.1) unberücksichtigt.

Die Kennwerte der Zufallsvariablen werden durch eine Dichtefunktion $f(x)$ und eine Verteilungsfunktion $F(x)$ bestimmt. Die Eigenschaften der Dichtefunktion und der Verteilungsfunktion können der Literatur entnommen werden [Neusser & Schmidheiny (2002), Melchers (1999)].

Die **Dichtefunktion $f(x)$** einer stetigen Zufallsvariable **X** ist eine nicht negative Funktion, für die gilt:

$$P(x_1 \leq X \leq x_2) = \int_{x_1}^{x_2} f(x) dx \quad 2-10$$

Das Integral der Dichtefunktion $f(x)$ über ein Intervall $[x_1, x_2]$ gibt die Auftauchwahrscheinlichkeit der Zufallsvariable X innerhalb der Intervallgrenzen x_1 und x_2 $P(x_1 \leq X \leq x_2)$ an. Für eine stetige Zufallsvariable **X** in einem bestimmten Punkt **x** ist $P(x)$ immer gleich Null: $P(x) = 0$.

Die Dichtefunktion hat die folgenden Eigenschaften:

$$f(x) \geq 0 \quad 2-11$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1 \quad 2-12$$

Die **Verteilungsfunktion $F(x)$** ist die Kumulation der Dichtefunktion $f(x)$. Für eine stetige Zufallsvariable **X** ist $F(x)$ definiert als:

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(t) dt \quad 2-13$$

Die Verteilungsfunktion gibt an, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Zufallsvariable **X** einen Wert kleiner als **x** annimmt.

Die Verteilungsfunktion hat die folgenden Eigenschaften:

$F(x)$ ist (streng) monoton steigend

$$F(-\infty) = 0 \quad \text{und} \quad F(+\infty) = 1 \quad 2-14$$

Die Dichtefunktion $f(x)$ ist die erste Ableitung der Verteilungsfunktion:

$$f(x) = F'(x) \quad 2-15$$

Das erste statistische Moment ist der Mittelwert (oder Erwartungswert) $E(X) = \mu_x$ und das zweite statistische Moment die Varianz σ_x^2 :

$$\mu_x = E[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx \quad 2-16$$

$$\begin{aligned} \sigma_x^2 &= E[(X - \mu_x)^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^2 f(x) dx \\ &= E[X^2] - E[X]^2 \end{aligned} \quad 2-17$$

Noch höhere Momente sind in [Melchers (1999)] dargestellt. Weiterhin können die Standardabweichung σ_x und der dimensionslose Variationskoeffizient δ_x abgeleitet werden:

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_x^2} \quad 2-18$$

$$\delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad 2-19$$

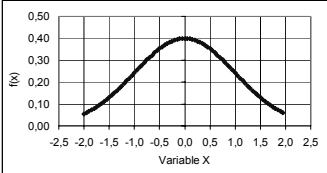
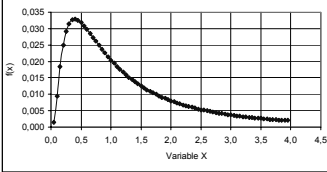
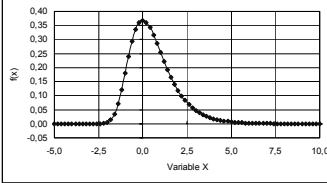
Im Bauwesen wird häufig ein bestimmter charakteristischer Wert einer Zufallsvariable, der Quantilwert, verwendet. Dieser gibt an, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Werte der Variablen unterschritten (z.B. Widerstand) oder überschritten (z.B. Einwirkung) werden:

$$F(x_p) = P(X \leq x_p) = p \quad 2-20$$

$$x_p = F^{-1}(p) = \mu_x + k_x \cdot \sigma_x = \mu_x \cdot (1 + k_x \cdot \delta_x) \quad 2-21$$

Hierbei ist k_x ein vom Verteilungstyp abhängiger Faktor. Er gibt an, um welches Vielfaches der Standardabweichung sich der gewählte Quantilwert vom Mittelwert befindet. Die 50%-Quantile wird Median genannt. Weiterhin wird unter Modalwert der Wert verstanden, an dem die Dichtefunktion ein Maximum aufweist. Einige wichtige Verteilungen werden in Tabelle 2-3 dargestellt. Weitere Verteilungen können der Literatur entnommen werden.

Tabelle 2-3: Darstellung der wichtigsten Verteilungstypen

Verteilungstyp	Dichtefunktion	Verteilungsfunktion	Mittelwert $E(X)$ und Varianz σ^2	Grafische Darstellung der Dichtefunktion	Bemerkung
(Gauß-) Normalverteilung $N(\mu, \sigma)$	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{t-\mu}{\sigma}\right)^2} dt$	$E(X) = \mu$ $\text{Varianz} = \sigma^2$		
Logarithmische Normalverteilung $LN(\lambda, \zeta)$	Wenn: $x \leq 0$ $f(x) = 0$ Wenn: $x > 0$ $f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma x} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2}$	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_0^x \frac{1}{t} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln t - \mu}{\sigma}\right)^2} dt$	$E(X) = \mu_x = e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}}$ $\sigma_x^2 = \mu_x^2 (e^{\sigma^2} - 1)$ μ, σ^2 : Mittelwert und Varianz von $\ln(X)$		$LN(\lambda, \zeta)$ bedeutet: $X = e^Y \rightarrow Y = \ln(X) \sim N(\lambda, \zeta)$ [Winkelmann, R. 2002] $\lambda = E(\ln X) = \ln \mu_x - \frac{1}{2} \sigma_{\ln X}^2$ $\zeta^2 = E[(\ln X - \lambda)^2]$ $= D(\ln X) = \ln(1 + \delta_x^2)$
(Gumbel- Verteilung) Extremwertver- teilung Typ I $EV(u, \alpha)$	$f(x) = \alpha \cdot e^{-\alpha(x-u)} \cdot e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$	$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$	$E(X) = \frac{0,5772}{\alpha} + u$ $\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6 \cdot \alpha^2}$		$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6}\sigma}$ $u = \mu_x - \frac{0,57722\sqrt{6}}{\pi} \sigma_x$

2.1.3.3 Grundaufgabe und Lösung der Zuverlässigkeitstheorie

Grundaufgabe der Zuverlässigkeitstheorie ist es, die Versagenswahrscheinlichkeit P_f , oder die Überlebenswahrscheinlichkeit P_r , eines Bauwerks nach Gleichung 2-8 unter Berücksichtigung von Gleichung 2-7 zu berechnen.

Dies führt für den Fall von n beteiligten Zufallsvariablen zur Lösung einer n -dimensionalen Gleichung:

$$Z = g_X(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad 2-22$$

Da \mathbf{X}_i statistische Variablen sind, ist auch \mathbf{Z} eine statistische Variable. Die Dichtefunktion von \mathbf{Z} lautet:

$$f_X(\mathbf{x}) = f_{(x_1, x_2, \dots, x_n)}(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad 2-23$$

$$P_f(Z < 0) = \int_{\{X|Z<0\}} \dots \int f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 \cdot dx_2 \cdot \dots \cdot dx_n \quad 2-24$$

Hierbei ist $\{X|Z<0\}$ die Zone, in der \mathbf{Z} negative Werte annimmt.

Gleichung 2-24 kann für zwei Variablen anschaulich als Höhenlinienmodell dargestellt werden:

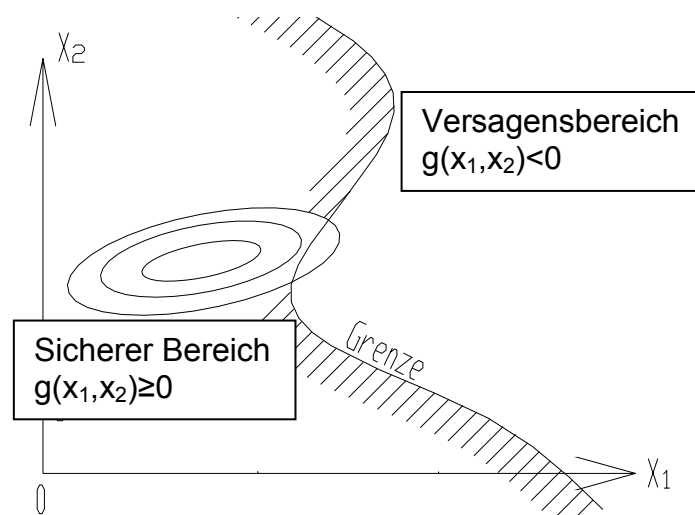


Bild 2-3 Grenzzustandsfunktion in zweidimensionalem Versagensraum

Die Lösung von Gleichung 2-24 ist äußerst kompliziert, wenn die Grenzzustandsfunktion nichtlinear und die Variablen \mathbf{X}_i nicht normalverteilt sind. Um dieses Problem zu umgehen, wurden zwei Methoden für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit entwickelt. Die erste Methode ist eine Näherung „(Sicherheitsniveau Level 2)“ und die zweite eine genaue Methode „(Sicherheitsniveau Level 3)“ (Vgl. Bild 2-1) [Woodward, (1999)].

2.1.4 Erforderliche Tragwerkssicherheit

Im vorangegangenen Kapitel wurde die Versagenswahrscheinlichkeit mathematisch beschrieben. Allerdings wurde noch keine Festlegung für die Größe der Versagenswahrscheinlichkeit P_f getroffen, mit der eine gewünschte Sicherheit gewährleistet werden soll.

In dem [JCSS (2000)] wird die Zielzuverlässigkeit als eine angeforderte minimale Zuverlässigkeit auf der Basis des akzeptierten Risikos definiert.

In dem JCSS wird für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ein Sicherheitsindex von $\beta = 4,2$ als Zielsicherheitsindex für einen Bezugszeitraum von einem Jahr empfohlen.

In [ISO 2394 (1993)] wird der Sicherheitsindex für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren mit $\beta_{50} = 3,7$ angegeben. Dieser Wert entspricht einem Sicherheitsindex von $\beta_1 = 4,6$ für einen Bezugszeitraum von einem Jahr.

In [EC 1 T1 (1995)] und [GrusiBau (1981)] wird der Zielsicherheitsindex ebenfalls mit $\beta = 4,7$ für einen Bezugszeitraum von einem Jahr festgelegt.

Auf Grund der dargestellten Angaben wird der Sicherheitsindex im Rahmen dieser Arbeit ebenfalls zu $\beta = 4,7$ für einen Bezugszeitraum von einem Jahr festgelegt.

2.2 Verfahren zur Bestimmung der Tragwerkszuverlässigkeit

2.2.1 Probabilistische Näherungsverfahren

Die primäre Zielsetzung der Zuverlässigkeitsmethode ist, die vorher erwähnten Schwierigkeiten (Gleichung 2-22 bis 2-24) zu überwinden und die mehrdimensionale Gleichung 2-24 zu integrieren. Diese ist jedoch oft analytisch nicht lösbar, daher werden Näherungsverfahren verwendet.

Es gibt sehr viele probabilistische Näherungsverfahren. Im Rahmen dieser Arbeit wird die oft angewendete Momentenmethode **FOSM** (First Order second Moment) mit der **R-F** (Rackwitz - Fiessler) Methode auf der Systemebene angewendet. Mehrere andere Methoden sind Melchers (1999) zu entnehmen. In dem in diesem Abschnitt beschriebenen Verfahren wird das Sicherheitsniveau Level II betrachtet (vgl. Bild 2-1 und Abschnitt 2.1.3.3).

Zuverlässigkeitstheorie erster und zweiter Ordnung: Oft ist die Grenzzustandsgleichung 2-22 nichtlinear. Um in diesem Fall eine Lösung zu erhalten, wird eine Entwicklung in eine Taylorreihe benötigt. Wenn die Reihe bis zum ersten Glied angenähert wird, wird das Verfahren als Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung (First Order Reliability Methode: **FORM**) bezeichnet. Wenn sie bis zum zweiten Glied angenähert wird, wird das Verfahren Zuverlässigkeitstheorie zweiter Ordnung (Second Order Reliability Methods: **SORM**) genannt. Die genauen Beschreibungen sind Hamed, M.M. (1999); Castillo (1999) und Melchers (1999) zu entnehmen.

Die Momentenmethode ist die Methode, die nur die ersten beiden statistischen Momente der Zufallsvariablen **X** (z.B. Mittelwert μ_X und Standardabweichung σ_X) berücksichtigt. Diese Methode wurde erstmals 1960 von Ernst Basler eingeführt und später von Cornell in 1969 als solche definiert [Dong 2001]. Für die nichtlineare Grenzzustandsgleichung kann diese in einem bestimmten Punkt der Variablen (z. B. Mittelpunkt μ_X) in eine Taylorreihe entwickelt werden. Danach kann sie wie die lineare Grenzzustandsgleichung berechnet werden. Deswegen wird sie auch als **FOSM** (First Order Second Momente) bezeichnet. Da die Grenzzustandsgleichung im Mittelpunkt der Variablen in eine Taylorreihe entwickelt ist, wird die FOSM im Bauwesen auch als **Mittelpunkt Methode** bezeichnet [Dong 2001].

Der Prozess der FOSM wird beispielsweise wie folgt dargestellt:

Grenzzustandsgleichung: $Z = R - S$

Sicherheitsindex:
$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2-25)$$

Versagenswahrscheinlichkeit: $P_f = \Phi(-\beta)$ (2-26)

Hierbei ist Φ die Standardverteilungsfunktion. Alle anderen Variablen haben die gleiche Bedeutung wie in Gleichung 2-8, 2-16 und 2-17.

Die Vorteile der FOSM sind [Li (1997)]:

- Sie ist sehr einfach und gut verständlich. Wenn Mittelwert μ und Standardabweichung σ der Variable bekannt sind, dann kann der Sicherheitsindex β bzw. die Versagenswahrscheinlichkeit P_f ohne Berücksichtigung der Variablenverteilung berechnet werden.
- Wenn die Versagenswahrscheinlichkeit $P_f \geq 10^{-3}$ (entsprechend $\beta \leq 3,72$) ist, ist die FOSM gegenüber einer Änderung der Variablenverteilung nicht empfindlich. Dies bedeutet, dass die FOSM für die Gebrauchstauglichkeit ($\beta = 3,8$) noch gut passt. Bei einer Normal- bzw. Lognormalverteilung der Variable ist die FOSM noch anwendbar, wenn $P_f \leq 10^{-5}$ ist.

Die Nachteile der FOSM sind [Li (1997)]:

- Die Variablenverteilung wird nicht berücksichtigt.
- Bei dem Lösen der nichtlinearen Grenzzustandsgleichung wird nur im Mittelpunkt eine Entwicklung in eine Taylorreihe vorgenommen. Deswegen ist der Sicherheitsindex β nach FOSM nur eine Näherung des tatsächlichen Sicherheitsindex.
- Für das gleiche Problem und bei unterschiedlichen Grenzzustandsgleichungen liefert die FOSM verschiedene Sicherheitsindizes β .

Zum Beispiel: $R-S = 0$ gibt:
$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

$R/S-1 = 0$ gibt:
$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \mu_R^2 \cdot \delta_S^2}} .$$

Um diesen Nachteil zu überwinden, wurde die nach Cornell bekannte FOSM von Hasofer & Lind 1974 weiterentwickelt. Sie wird dann H-L Methode genannt.

H-L Methode: Das Kernproblem bei Cornell ist, dass der Sicherheitsindex β von dem Punkt, an dem die Grenzzustandsgleichung in eine Taylorreihe entwickelt wird, abhängig ist. Hasofer und Lind hatten vorgeschlagen, dass β aber nicht nach der Grenzzustandsfunktion, sondern nach der Grenzversagensfläche bestimmt wird. Begründet wird dies damit, dass für ein gleiches physikalisches Problem sich der Sicherheitsindex β nicht wegen der Annahme verschiedener Formen der Grenzzustandsfunktionen ändern wird.

Bei der H-L Methode werden nur Mittelwert und Standardabweichung benutzt. Deswegen ist sie eigentlich auch eine FOSM Methode. Aber hier wird die Entwicklung in eine Taylorreihe im Versagenspunkt, anstatt in dem Mittelpunkt wie bei Cornell, durchgeführt, wenn die Grenzzustandsfunktion nichtlinear ist. Deswegen wird die H-L Methode auch als **AFOSM** (Advanced First Order Second Moment) bezeichnet.

Bei der H-L Methode wird der Einfluss der Verteilungsarten der Variablen bezüglich des Bemessungspunktes noch nicht berücksichtigt. [Rackwitz und Fiessler (1978)] haben diese Methode weiterentwickelt, die als R-F Methode bezeichnet wird. Diese

weiterentwickelte Methode ist von JCSS als so genannte **JC Methode** übernommen worden.

R-F Methode (JC): Die R-F Methode hat die gleichen Grundlagen wie die H-L Methode. Der Unterschied zwischen den beiden Methoden besteht darin, dass bei der R-F Methode eine beliebige Verteilung der Variablen durch eine im Bemessungspunkt äquivalente Normalverteilung ersetzt wird. Danach iteriert die R-F Methode wie die H-L Methode. Die genaue Beschreibung ist Rackwitz R, Fiessler B (1978) zu entnehmen. Zur Veranschaulichung der Vorgehensweise dient Bild 2-4. Der Iterationsprozess der R-F Methode ist bei anderen Autoren z.B. [Schneider (1996)] zu finden.

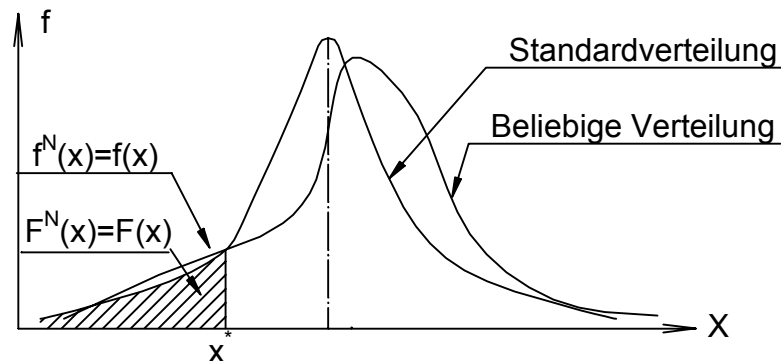


Bild 2-4 Ersatz einer beliebigen Verteilungsfunktion durch eine im Bemessungspunkt x^* identische Standardverteilung

Hierbei sind: x^* Bemessungspunkt der Variablen, in dem irgend eine Verteilung zur Normalverteilung äquivalent wird.

$f^N(x^*)$ Größe der äquivalenten Dichtefunktion

$f(x^*)$ Größe der originalen Dichtefunktion

$F^N(x^*)$ Größe der äquivalenten Verteilungsfunktion

$F(x^*)$ Größe der originalen Verteilungsfunktion

Außerdem gibt es noch das **Antwortflächenverfahren**. Dieses ist ein Verfahren, bei dem eine geschlossene Form und eine differenzierbare Grenzzustandsfläche näherungsweise mit Hilfe eines mehrdimensionalen Polynoms oder anderen geeigneten Funktionen bestimmt werden. Weiteres ist [Melchers (1999)] und [Mehlhorn (1997)] zu entnehmen.

2.2.2 Exakte probabilistische Verfahren

Ein wichtiges probabilistisches exaktes Verfahren ist die Monte Carlo Simulation. Das ist eine Hilfsmethode zum Lösen des probabilistischen Problems. Sobol (1971) und Mehlhorn (1997) haben die Monte Carlo Methode (**MCM**) wie folgt definiert: MCM ist eine numerische Methode zur Lösung mathematischer Probleme mit Hilfe des Modellierens von Zufallsgrößen. Die Wahrscheinlichkeit oder die relative Häufigkeit und die Wahrscheinlichkeitsverteilung können aus einer genügend großen Anzahl von Stichproben gewonnen werden. Die Stichproben können entweder durch eine Reihe von Versuchen oder auch künstlich durch Simulation gefunden werden. Aus praktischen Gründen kommt dabei nahezu ausschließlich eine Simulation am Rechner in Frage. Wenn die Computersimulation Zufallsvariablen beinhaltet, spricht man allgemein von der Monte Carlo Simulation“ (**MCS**) [Mehlhorn (1997)]. Deswegen

wird die Monte Carlo Methode auch die „Methode der stochastischen Versuche“ genannt.

Um ein Problem mit MCM lösen zu können, benötigt man normalerweise ein bis drei Prozesse. Im Rahmen dieser Arbeit wird zusätzlich wie unten beschrieben ein vierter Prozess eingeführt:

1. Modellieren:

Das probabilistische Problem wird beschrieben, hier ist:

$Z = f(\text{charakteristischer Wert vom Querschnitt, Einwirkungen})$.

2. Stichprobe:

Eine Eingabedateigruppe wird durch den Zufallsgenerator im Computer erzeugt.

3. Problemlösung:

Eine approximative Lösung wird mittels statistischer Methoden erhalten [Zuo et. al. (1996)].

4. Bestimmung der Simulationsanzahl:

Ob die approximative Lösung die realistische Lösung vertreten kann, muss überprüft werden. Die Vorgehensweise wird durch "Bestimmung der Rechnungsanzahl des Monte Carlo Verfahrens" in Abschnitt 4.2 erläutert.

In dieser Arbeit wird eine große Anzahl von Variablen behandelt. (Nähere Informationen befinden sich in Kapitel 4). Wegen der baupraktischen Randbedingungen sind Untersuchungen am Bauwerk oft nicht möglich. Deswegen wird hier eine künstliche MCS durchgeführt. Bei der Simulation werden alle Geometrieparameter des Querschnitts und Eigenschaftsparameter der Baustoffe (Bau- und Betonstahl und Beton) als statistische Parameter simuliert. Der Berechnungsprozess des Sicherheitsindex β auf der Querschnittsebene nach der MCS ist in Abschnitt 3.5 dargestellt.

Die Berechnung nach der direkten MCS-Methode ist sehr aufwendig und liefert für die Versagenswahrscheinlichkeit nur eine sehr niedrige Genauigkeit. Eine solche MCS wird auch als „direkte Monte Carlo Simulation“ bezeichnet. Um diesen Nachteil zu überwinden, wurde die „Gewichtete Monte Carlo Simulation“ [Melchers (1999)] und die „Gewichtete Simulation mit adaptiven Stichprobenfunktionen“ [Six (2002)] entwickelt.

In der vorliegenden Arbeit wird die „direkte Monte Carlo Simulation“ benutzt. Die Begründung dafür wird in Bild 4-3 ersichtlich. Um den Wert effizient und schnell berechnen zu können, wird vor Beginn der wirklichen Simulation eine Empfindlichkeitsanalyse des probabilistischen Parameters durchgeführt (vgl. Kapitel 4).

Außer der MCS gibt es noch andere exakte probabilistische Verfahren. Die dazu oft benutzten Berechnungsmethoden sind die „Numerische Integration“ und die „Stochastische Finite Elemente Berechnung“.

Die numerische Integration wird auch die numerische Quadratur genannt. Der Nachteil dieses Verfahrens ist, dass der Rechenaufwand mit der Dimension des Problems rapide ansteigt [Melchers (1999)].

Unter „Stochastische Finite Element Methode“(SFE) versteht man im Allgemeinen die Benutzung herkömmlicher Finite Elemente Algorithmen (FE) im probabilistischen

Problemereich. Eine ausführliche Diskussion des Themas ist in Matthies et al. (1997) enthalten.

2.2.3 Systemzuverlässigkeit

2.2.3.1 Einführung

Die Berechnung der Systemzuverlässigkeit besteht aus drei wichtigen Teilen:

1. der Bestimmung des Hauptversagens des Systems
2. der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit für jedes Hauptversagen
3. der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit des ganzen Systems oder deren Schranken unter Berücksichtigung der Korrelation zwischen den verschiedenen Hauptversagensarten

Der Berechnungsprozess des Sicherheitskonzepts auf der Systemebene ist von dem Verfasser dieser Arbeit in Bild 2-5 schematisch dargestellt.

Bisher wurden nur Kenntnisse in Bezug auf eine einzige Grenzzustandsfunktion dargestellt. Sie passen eigentlich nur zu einzelnen Elementen oder Bauteilen, welche nur eine Versagensart haben. In der Praxis bestehen Tragsysteme aber i.d.R. aus mehreren Einzelteilen bzw. Bauteilen. Sie haben normalerweise mehrere Versagensformen, auch wenn es um gleiche Tragsysteme unter gleichen Lastformen geht. Deswegen benötigen systembezogene Zuverlässigkeitsanalysen nicht nur ein dominantes Versagenskriterium, sondern es müssen auch unterschiedliche Grenzzustandsfunktionen und verschiedene Versagensorte betrachtet werden. Für ein statistisches System mit n Versagensmöglichkeiten, die als Funktion von m Zufallsvariablen $X(x_1, x_2, \dots, x_m)$ definiert sind, ergibt sich der Sicherheitsabstand $Z(z_1, z_2, \dots, z_m)$ als Zufallsvariable.

$$Z = g(X)$$

2-27

Für ein statisch unbestimmtes Tragsystem spielt der Grad der Duktilität seiner Bestandteile eine wesentlich Rolle, da sich für ein statisch unbestimmtes Tragsystem die Schnittgrößen und Verformungen im Versagenszustand ändern. Gemäß der verschiedenen Einflüsse von die Tragfähigkeit erreichenden Bauteilen auf das System werden sie als spröde oder duktile Elemente bezeichnet.

Wenn ein Bauteil seine maximale Beanspruchbarkeit erreicht und gleichzeitig versagt und damit seinen Einfluss auf das Tragsystem verliert, dann nennt man es **sprödes** Element. Wenn es nach Erreichen seiner Tragfähigkeit das Tragsystem mit seiner Tragfähigkeit noch weiter bis zum Erreichen größerer Verformungen beeinflusst, nennt man es **duktil** Element.

Gemäß der Beziehung zwischen Elementversagen und Systemversagen ist das System in zwei Idealfälle zu unterscheiden. Wenn ein Element von einem System versagt, und damit das ganze System sofort versagt, nennt man es **Seriensystem**. Es ist auch als „Schwächstes-Glied-System“ bekannt. Offensichtlich gehören alle statisch bestimmten Systeme hierzu. Führt im Gegensatz nur das Versagen mehrerer der Elemente zum Versagen eines Systems, wird dieses System als **Parallelsystem** bezeichnet. Normalerweise gehören statisch unbestimmte Systeme in diese Gruppe, wenn die Elemente des Systems ausreichend duktilen Verhalten zeigen. Der Grund ist ihre Redundanz, d.h. dass ein Versagen einzelner Elemente durch Umlagerung auf die verbleibenden, intakten Elemente ausgeglichen werden kann. Wenn ein „Parallelsystem“ aus ideal spröden Elementen besteht, kann es ebenfalls wie ein Seriensystem wirken, weil ein Elementversagen zum Versagen des

ganzen Systems führen kann. In der Praxis liegen oft gemischte Systeme aus „Serie“ und „Parallel“ vor. Die mathematischen Darstellungen für die beiden typischen Systeme lauten:

Seriensystem:
$$P_{f-sys} = P \left[\bigcup_{i=1}^m (g_i(x) < 0) \right] \quad 2-28$$

Parallelsystem:
$$P_{f-sys} = P \left[\bigcap_{i=1}^m (g_i(x) < 0) \right] \quad 2-29$$

Hier mit: $g_i(x) = 0$ Zustandsfunktion des Elements
 P_{f-Sys} Versagenswahrscheinlichkeit des Systems

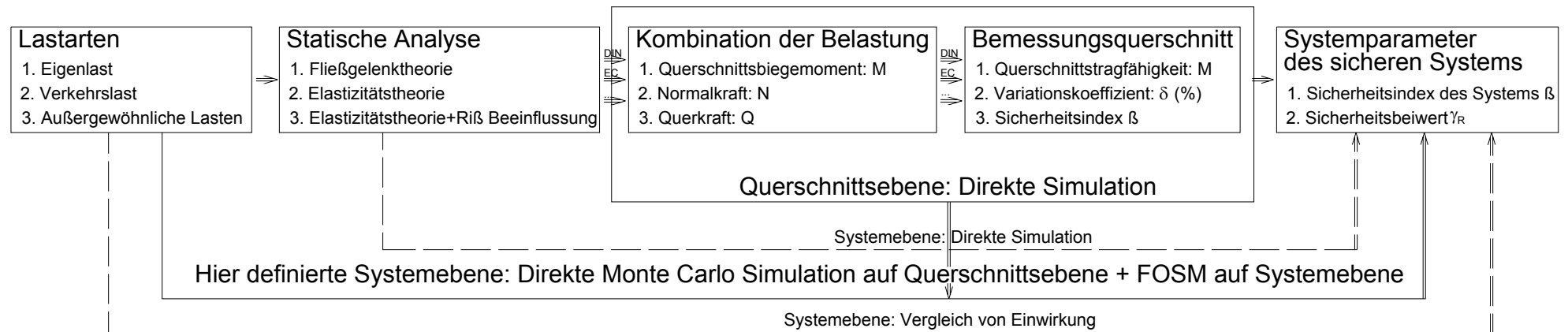


Bild 2-5 Vorgehensweise zur Bestimmung der erforderlichen Sicherheitselemente

2.2.3.2 Bestimmung des Hauptversagens des Systems

Ein System hat normalerweise viele Versagensmöglichkeiten, wie z.B. der einfache Rahmen in Bild 2-6. Dieser hat die Versagensmöglichkeiten: (1,2,6,7), (1,7,4,5), (3,4,5)⋯(⋯). Alle Fließgelenketten führen sofort zum Systemversagen.

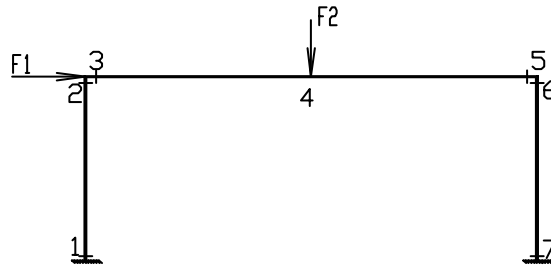


Bild 2-6 Rahmen

Grundsätzlich sind nicht alle Versagensmöglichkeiten für das Systemversagen sinnvoll. Daher ist es notwendig, sinnvolle Versagensmöglichkeiten (d.h. sogenannte maßgebende Ketten) zu bestimmen, damit die Berechnung des Sicherheitsniveaus des Systems effizient ist. Dafür sind die Methoden „Beta-Unzipping“ und Branch-Unzipping von [Thoft-Christensen und Murotsu (1986)] bekannt. Der von Schneider (1996) als „**Pragmatisches Vorgehen**“ bezeichnete Prozess ist dem **Branch-Unzipping** ziemlich ähnlich. Der Kerngedanke besteht darin, in jedem Versagenschritt das schwächste Element zu finden bis das gesamte System versagt. Nähere Angaben sind in [Schneider (1996)], [Thoft-Christensen und Murotsu (1986)] zu finden.

In dieser Arbeit werden Durchlaufträger mit bis zu vier Feldern behandelt. Aus den ungünstigen Laststellungen können die Versagensmöglichkeiten relativ leicht erkannt werden. Deswegen braucht hier der oben beschriebene Prozess nicht streng durchgeführt zu werden.

In Bild 2-7 ist die Versagensmöglichkeit verdeutlicht: (3,4,5) als kinematische Kette führt zu Systemversagen. Eine andere Versagensmöglichkeit sollte es im Normalfall nie geben.

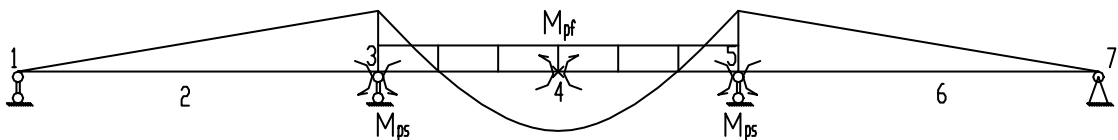


Bild 2-7 Typische Versagensmöglichkeit (3,4,5) im Innenfeld eines Dreifeldträgers

Die Möglichkeit des Versagens eines Durchlaufträgers sind in Bild 2-8 dargestellt. Ein N-Feld-Durchlaufträger hat demnach $(2 \cdot N)$ Versagensmöglichkeiten. (Ausnahme: für $N = 2$: $2 \cdot N - 1$). Nach der Fließgelenktheorie sollte ein N-Feld-Durchlaufträger $(2^N - 1)$ Versagensmöglichkeiten [Friemann (1997)] haben. Der Unterschied zwischen $(2 \cdot N)$ und $(2^N - 1)$ besteht in den $(2 \cdot N)$ Möglichkeiten des kombinierten Versagens. Entsprechend der Fließgelenktheorie sind diese Kombinationen für die Systemtragfähigkeit nicht sinnvoll.

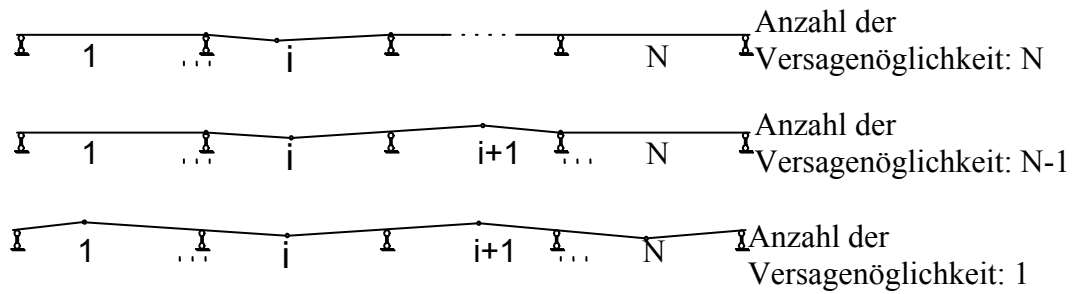


Bild 2-8 Verschiedene Versagensmöglichkeit eines Durchlaufträgers

2.2.3.3 Berechnung der Systemversagenswahrscheinlichkeit

Wegen der numerischen Schwierigkeit ist die genaue Berechnungsmethode für die Systemversagenswahrscheinlichkeit sehr aufwendig. Deswegen hat man für die Praxis zahlreiche Näherungsverfahren entwickelt. Sie können in zwei Gruppen eingeteilt werden:

- **Schranken-Schätzung**, durch die eine Schranke der Systemversagenswahrscheinlichkeit geschätzt wird.
- **Punkt-Schätzung**, durch die ein Answert der Systemversagenswahrscheinlichkeit geschätzt wird.

Hier werden nur einige bekannte Methoden beschrieben.

Schranken-Schätzung des Seriensystems mit m Elementen:

Wenn alle Elemente des Systems perfekt korreliert sind, führt das Versagen eines Elementes des Systems zum Versagen des ganzen Systems.

$$P_{f-Sys} = P\left[\bigcup_{i=1}^m (g_i(x) < 0)\right] = \max[P(g_i(x) < 0)] = \max(p_{f-i}) \quad 2-30$$

Wenn alle Elemente des Systems von einander unabhängig sind, müssen alle Elemente des Systems sicher sein, damit das ganze System sicher ist.

$$1 - P_{f-Sys} = P\left[\bigcap_{i=1}^m (g_i(x) > 0)\right] = \prod_{i=1}^m (1 - p_{f-i}) \quad 2-31$$

$$P_{f-Sys} = 1 - P\left[\bigcap_{i=1}^m (g_i(x) > 0)\right] = 1 - \prod_{i=1}^m (1 - p_{f-i}) \quad 2-32$$

$$\text{Wenn } P_{f-i} \ll 1 \text{ ist: } P_{f-Sys} = 1 - \prod_{i=1}^m (1 - p_{f-i}) \approx \sum_{i=1}^m p_{f-i} \quad 2-33$$

In der Baupraxis sind die Elemente weder perfekt korreliert noch unabhängig. Deswegen wird P_{f-Sys} wie folgt zwischen seinen Schranken liegen.

$$\max(p_{f-i}) \leq P_{f-Sys} \leq 1 - \prod_{i=1}^m (1 - p_{f-i}) < \sum_{i=1}^m p_{f-i} \quad 2-34$$

Es ist offensichtlich, dass je mehr Elemente beteiligt sind, desto größer ist die Systemversagenswahrscheinlichkeit.

Schranken-Schätzung des Parallelsystems mit m Elementen:

Wenn alle Elemente des Systems perfekt korreliert sind, kann das System Standhalten, bis das stärkste Element des Systems versagt (wenn alle Elemente ausreichend duktil sind).

$$P_{f-Sys} = P\left[\bigcap_{i=1}^m (g_i(x) < 0)\right] = \min(p_{f-i}) \quad 2-35$$

Wenn alle Elemente des Systems unabhängig sind, kann die Systemversagenswahrscheinlichkeit direkt berechnet werden.

$$P_{f-Sys} = P\left[\bigcap_{i=1}^m (g_i(x) < 0)\right] = \prod_{i=1}^m p_{f-i} \quad 2-36$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Parallelsystems wird durch die folgende Schranke begrenzt:

$$\prod_{i=1}^m p_{f-i} \leq P_{f-Sys} \leq \min(p_{f-i}) \quad 2-37$$

Damit ist gezeigt, dass das System um so sicherer ist, je mehr Elemente beteiligt sind.

Für ein gemischtes System gilt demnach, dass ein aus m unabhängigen Elementen bestehendes System die Versagenswahrscheinlichkeit P_{f-Sys} hat, die zwischen der unteren Schranke des Parallelsystems $\prod_{i=1}^m p_{f-i}$ und der oberen Schranke des

Seriensystems $1 - \prod_{i=1}^m (1 - p_{f-i})$ liegt

$$\prod_{i=1}^m p_{f-i} \leq P_{f-Sys} \leq 1 - \prod_{i=1}^m (1 - p_{f-i}) \quad 2-38$$

Ausgedrückt über den zu P_{f-Sys} gehörenden Sicherheitsindex β_{Sys} ist der Versagensbereich nach Gleichung 2-38 in Bild 2-9 dargestellt.

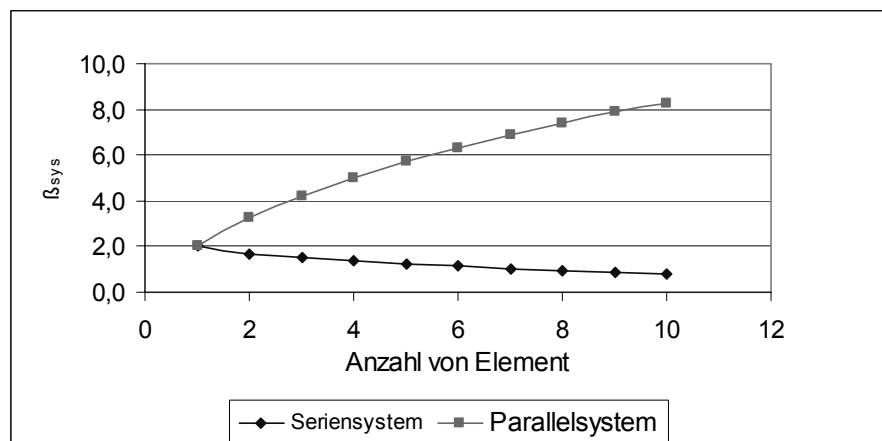


Bild 2-9 Schranken der Systemsicherheitsindizes für Serien- und Parallelsysteme
($p=0$, $\beta_{e1}=\beta_{e2}=\dots=\beta_{en}=2$) [Six (2002)]

Die Punkt-Schätzung arbeitet mit einer Schätzung der Systemversagenswahrscheinlichkeit. Hier wird die Methode der Variationskoeffizienten ρ_{ij} zwischen verschiedenen Versagensfunktionen „i“ und „j“ beschrieben.

Es wird angenommen, dass ein System insgesamt **m** Versagensformen mit den Grenzzustandsfunktionen Z_1, Z_2, \dots, Z_m hat. Dann ist das ganze System ein aus Z_1, Z_2, \dots, Z_m bestehendes Seriensystem. Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich zu:

$$P_{f-\text{Sys}} = P \left[\bigcup_{i=1}^m (g_i(x) < 0) \right] \quad 2-39$$

Weil die gleiche statistische Variable \mathbf{X}_k möglicherweise in verschiedenen Grenzzustandsfunktionen \mathbf{Z}_i und \mathbf{Z}_j auftaucht, haben die beiden Funktionen einen Korrelationskoeffizienten ρ_{ij} . Das ganze System hat dann eine Korrelationsmatrix:

$$[\rho]_{\text{Sys}} = \begin{bmatrix} \rho_{11} & \rho_{12} & \dots & \rho_{1m} \\ \rho_{21} & \rho_{22} & \dots & \rho_{2m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \rho_{m1} & \rho_{m2} & \dots & \rho_{mm} \end{bmatrix} \quad 2-40$$

Hierin ist $\rho_{ii} = 1$ und $0 < \rho_{ij} < 1$ ($i, j \leq m$).

$$\rho_{ij} = \frac{\text{cov}(Z_i, Z_j)}{\sigma_{Z_i} \cdot \sigma_{Z_j}} \quad 2-41$$

Aus $\max(p_{f-i}) \leq P_{f-\text{Sys}} \leq 1 - \prod_{i=1}^m (1 - p_{f-i}) < \sum_{i=1}^m p_{f-i}$ ergibt sich:

$$1 - \max(p_{f-i}) \geq 1 - P_{f-\text{Sys}} \geq 1 - 1 + \prod_{i=1}^m (1 - p_{f-i})$$

$$\min(p_{r-i}) \geq P_{r-\text{Sys}} \geq \prod_{i=1}^m (p_{r-i}) \quad 2-42$$

$$P_{r-\text{Sys}} = \rho \cdot p_{r-\min} + (1 - \rho) \cdot \prod_{i=1}^m (p_{r-i}) \quad 2-43$$

Hierbei sind:

$p_{r-i}, p_{r-\text{Sys}}$	Sicherheitswahrscheinlichkeit des Elementes „i“ und des Systems
$P_{r-\min}$	$\min(p_{r-i})$, d.h. minimale Sicherheitswahrscheinlichkeit aller Elemente.
ρ_{ij}	kombinierter Korrelationskoeffizient zwischen Z_i und Z_j

Gleichung 2-43 ist [Li et. al. (1999)] entnommen. Wenn $\rho = 0$ ist, wird Gleichung 2-43 identisch zu Gleichung 2-31 (unabhängiges Seriensystem). Wenn $\rho = 1$ ist, wird Gleichung 2-43 identisch zu Gleichung 2-30 (völlig abhängiges Seriensystem).

Wenn alle \mathbf{Z}_i normale Verteilungsvariablen sind, kann ρ [Kudzys (1992)] entnommen werden:

$$\rho \approx \bar{\rho} \cdot \left(2 - \left(\bar{\rho} + \frac{(1 - \bar{\rho})(3 - \lg m)}{1 - 0.1 \cdot \bar{\rho}^2 (3 - \lg m)^2} \right) \right) \quad 2-44$$

Dabei ist
$$\bar{\rho} = \frac{2}{m(m-1)} \cdot \sum_{k < l} \rho_{kl} \quad 2-45$$

Durch Einsetzen der Gleichungen 2-44 und 2-45 in Gleichung 2-43 kann die Wahrscheinlichkeit der Sicherheit des Systems P_{r-Sys} berechnet werden.

Automatisch stellt sich die Frage, ob alle \mathbf{Z}_i normal verteilte Zufallsvariablen sind. Weil \mathbf{Z}_i aus vielen statistischen Variablen, die meistens einer Normalverteilung oder einer logarithmischen Normalverteilung folgen, kombiniert sind, kann man nach dem „Grenzwertsatz der Statik“ unterstellen, dass die \mathbf{Z}_i quasi normalverteilt sind. Deswegen sind Gleichungen 2-44, 2-45 im Bauwesen zulässig.

2.3 Normative Regelungen

2.3.1 Allgemeines

In den vorangegangenen Kapiteln wurden die Verfahren zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und der entsprechenden Sicherheitsindizes β dargestellt. Die Ergebnisse der verschiedenen Verfahren weichen aufgrund verschiedener Annahmen und Näherungen voneinander ab. Die Wahl eines Verfahrens hängt von der jeweiligen Problemstellung ab und sollte im Vorfeld der Untersuchung diskutiert werden. Aus diesem Grund und auch infolge des starken Einflusses des stochastischen Modells haben die Ergebnisse operativen Charakter. Sie können zum Vergleich des Sicherheitsniveaus innerhalb bestimmter Bauweisen oder Tragwerksklassen, aber weniger als absolute Größe verwendet werden. Besonders wichtig ist es dabei, den Bezugszeitraum des Sicherheitsniveaus zu betonen (vgl. Abschnitt 2.1.4).

Zwei Punkte müssen in diesem Zusammenhang noch berücksichtigt werden. Zum einen ist das die Orientierung an der Erfahrung der bisherigen und erfolgreichen Bautradition. Es ist objektiv nicht bekannt, welche Versagenswahrscheinlichkeit, berechnet auf welcher Grundlage, zu einem gesellschaftlich akzeptierten Restrisiko führt. Die moderne Sicherheitstheorie kann dabei als Entscheidungshilfe auf rationaler Basis benutzt werden und das Sicherheitsniveau der bestehenden Normen systematisch bewerten und vergleichen. So können Schwachstellen sowie Anforderungen, die zu unwirtschaftlichen Konstruktionen führen, identifiziert werden. Andererseits stellt sich im Mittel unter Verwendung einheitlicher Modelle bei allen Bauarten ein Sicherheitsmaß ein. Hierbei muss nach der gesellschaftlichen Bedeutung eines Tragwerks und der Schwere der Schadensfolgen differenziert werden und bei der Angabe bestimmter Werte für eine Versagenswahrscheinlichkeit P_f bzw. den Sicherheitsindex β immer auch das diesen Werten zu Grunde gelegte theoretische Modell genannt werden. Andernfalls sind die festgelegten Werte aufgrund ihres operativen Charakters unbrauchbar. Diesbezüglich weisen die modernen Bemessungsnormen noch große Defizite auf. Dieses soll zukünftig durch die Einführung eines probabilistischen Modelcodes durch das Joint Committee on Structural Safety (**JCSS**) beseitigt werden. Im gleichen Zusammenhang ist auch die internationale Norm ISO 2394 zu sehen [Six 2002].

Anhang A von [EC 1 (1995)] hat den theoretischen Hintergrund, die Methode der Teilsicherheitsbeiwerte betreffend, d.h. das Sicherheitsniveau der jetzigen Eurocode-

generation klar beschrieben. Es soll im folgenden zusammengefasst werden. Eine ausführliche Beschreibung ist [Fischer (1998a-c; 1999a-i; 2000)] zu entnehmen,

2.3.2 Zielsicherheitsniveau

Das Zielsicherheitsniveau in ENV 1992 bis 1999 gehört nach Bild 2-1 zum Level I. Das Zuverlässigkeitsniveau im Eurocode wird gemäß dem Konzept der Grenzzustände durch die Anwendung der Methode der Teilsicherheitsbeiwerte erreicht.

Die Werte der angestrebten Zuverlässigkeitsindizes β (vgl. Tabelle 2-4) im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind für die bei der Planung angenommene Nutzungsdauer des Bauwerkes sowie den Bezugszeitraum ein Jahr angegeben.

Die β -Werte in Tabelle 2-4 mit dem Bezugszeitraum ein Jahr in [EC 1 (1995)] sind aus GruSiBau (1981) übernommen. Die Werte für die geplante Nutzungsdauer wurden mit Hilfe von Gleichung 2-48 berechnet.

Die angegebenen Werte für den Sicherheitsindex β in Tabelle 2-4 sollten als sinnvolle Mindestanforderungen angesehen werden, die aus Kalibrierungsuntersuchungen an Bemessungsnormen unterschiedlicher Länder herrühren. Bei diesen Kalibrierungen wurden gewöhnlich logarithmische Normalverteilungen oder Weibullverteilungen für die Einflussgrößen des Tragwiderstandes und für die Modellunsicherheiten verwendet. Normalverteilungen wurden gewöhnlich bei den Eigenlasten und Extremwertverteilungen bei veränderlichen Lasten verwendet. Es sollte jedoch angemerkt werden, dass diese Kalibrierung eine große Streuung aufweist, in Abhängigkeit von der jeweils vorliegenden Norm, der Art des Bauteils und der Größenabschätzung der verschiedenen Unsicherheiten.

Der Wert für den angestrebten Zuverlässigkeitsindex β von 3,8 im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in Bezug auf die Nutzungsdauer eines Bauwerkes (≈ 50 Jahre) insbesondere für viele Anwendungen hinsichtlich des Tragwiderstandes anerkannt. Das bedeutet jedoch nicht, dass die Standardbemessung nach den EC automatisch zu β -Werten führt, die diesem Ziel entsprechen. Tatsächlich ist die jetzige Generation der Eurocodes in diesem Sinne nicht vollständig ausgereift.

Ein β -Wert und die zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit sind formale oder symbolische Größen, die mehr dazu dienen sollen, in sich geschlossene Bemessungsregeln zu entwickeln, als eine Beschreibung der Versagenhäufigkeit von Tragwerken anzugeben [EC 1 T1 (1995)].

Tabelle 2-4: Angestrebter Zuverlässigkeitsindex [EC 1 T1 (1995)]

Grenzzustand	Angestrebter Zuverlässigkeitsindex (vorgesehene Nutzungsdauer)	Angestrebter Zuverlässigkeitsindex (ein Jahr)
Tragfähigkeit	3,8	4,7
Gebrauchstauglichkeit	1,5	3,0

Der Bezugszeitraum spielt hier eine wesentliche Rolle, wenn zeitliche Zufallsvariablen, wie z.B. die Nutzlast, berücksichtigt werden. Die rechnerische Beziehung zwischen Versagenswahrscheinlichkeit P_f und entsprechendem Sicherheitsindex β lautet:

$$P_m(T \leq n) = \bigcap_{i=1}^n P_{ri}(T = 1) = P_{r1}^n \quad 2-46$$

$$\Rightarrow P_{fn} = 1 - P_m(T \leq n) = 1 - P_{r1}^n = 1 - (1 - P_{f1})^n \quad 2-47$$

$$\Rightarrow \beta_n = \Phi^{-1}(P_m) = \Phi^{-1}(1 - P_{fn}) = \Phi^{-1}[(1 - P_{r1})^n] = \Phi^{-1}\{[(\Phi^{-1}(\beta_1))^n]\} \quad 2-48$$

Hierbei sind:

- P_{r1}, P_{f1} Sicherheit und Versagenswahrscheinlichkeit bezüglich einem Jahr
- P_m, P_{fn} Sicherheit und Versagenswahrscheinlichkeit bezüglich n Jahren
- $P_{ri}(T = 1)$ Sicherheit bezüglich einem Jahr im i -ten Jahr
- $P_m(T \leq n)$ Sicherheit bezüglich n Jahren

Im Eurocode ist für den allgemeinen Hochbau eine Lebensdauer von 50 Jahren festgelegt (vgl. Tabelle 2-2). Damit ergibt sich die folgende Beziehung zwischen β_1 und β_{50} :

Für Tragfähigkeit: von $\beta_1 = 4,7 \rightarrow \beta_{50} = 3,82$

Für Gebrauchstauglichkeit: von $\beta_1 = 3,0 \rightarrow \beta_{50} = 1,51$

2.3.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Hinsichtlich der Grenzzustände wird in dieser Arbeit nur der Grenzzustand der Tragfähigkeit diskutiert, da dieser bei Überschreitung ein hohes Gefährdungspotential birgt (vgl. Abschnitt 2.1.2). Andere Versagensformen sind ebenfalls denkbar, z.B. dass vor dem Einsturz des Gesamttragwerks oder Tragwerksteilen auch übermäßige Verformungen eintreten.

Die Überprüfung des Grenzzustands der Tragfähigkeit erfolgt durch den Nachweis:

$$S_d \leq R_d \quad 2-49$$

Die Kombination verschiedener Einwirkungen bzw. deren Transformation in Schnittgrößen wird für ständige oder vorübergehende Bemessungssituationen mit folgender Gleichung erfasst:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{Qi} \cdot Q_{ki} \quad 2-50$$

Hierbei sind:

- S_d Bemessungswert einer Schnittgröße
- R_d zugehöriger Bemessungswert der Tragfähigkeit
- G_k, P_k charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung und Vorspannung
- Q_{k1}, Q_{ki} charakteristischer Wert einer Leiteinwirkung und Begleiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen
- γ_G, γ_P Teilsicherheitsbeiwert für die ständigen Einwirkung und Vorspannung
- γ_{Q1}, γ_{Qi} Teilsicherheitsbeiwert für eine Leiteinwirkung und Begleiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen
- ψ_{Qi} Kombinationsbeiwert.

Die Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigen:

- ungünstige Abweichung von repräsentativen Werten,
- Ungenauigkeiten im Lastmodell und in den Tragwerksmodellen,
- Ungenauigkeiten in Umrechnungsfaktoren

Der Bemessungswiderstand gemäß [EC 1 T1 (1995)] wird hier allgemein in den Gleichungen 2-51 bis 2-53 dargestellt.

$$R_d = R\left(\frac{X_k}{\gamma_M}, a_{nom}\right) \quad 2-51$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(X_k, a_{nom}) \quad 2-52$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left(\frac{X_k}{\gamma_M}, a_{nom}\right) \quad 2-53$$

Hierbei sind:

γ_R	Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand
γ_M	Materialbeiwert
γ_{Rd}	Beiwert, der die Unsicherheiten im Widerstandsmodell und der geometrischen Eigenschaften berücksichtigt
X_k, a_{nom}	charakteristischer Wert einer Baustoffeigenschaft und Nennwert einer geometrischen Größe

In [DIN 18800-5 (1998)] wird die Form von 2-51 verwendet.

2.3.4 Teilsicherheitsbeiwert mit Verknüpfung von Bemessungswerten

Der Bemessungspunkt ist der Punkt mit der höchsten Versagenswahrscheinlichkeit. Für diesen Punkt werden die Bemessungswerte von Widerstand und Einwirkung ermittelt (Bild 2-10). Deshalb ist das Verfahren mit Bemessungswerten mit dem probabilistischen Level-II-Verfahren (vgl. Bild 2-1) verknüpft [EC 1 T1 (1995)].

Nach Bild 2-10 sind die Bemessungswerte vom Bemessungspunkt aus leicht nach Gleichungen 2-54 und 2-55 zu erhalten.

$$S_d = \mu_S + \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_S \quad 2-54$$

$$R_d = \mu_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \quad 2-55$$

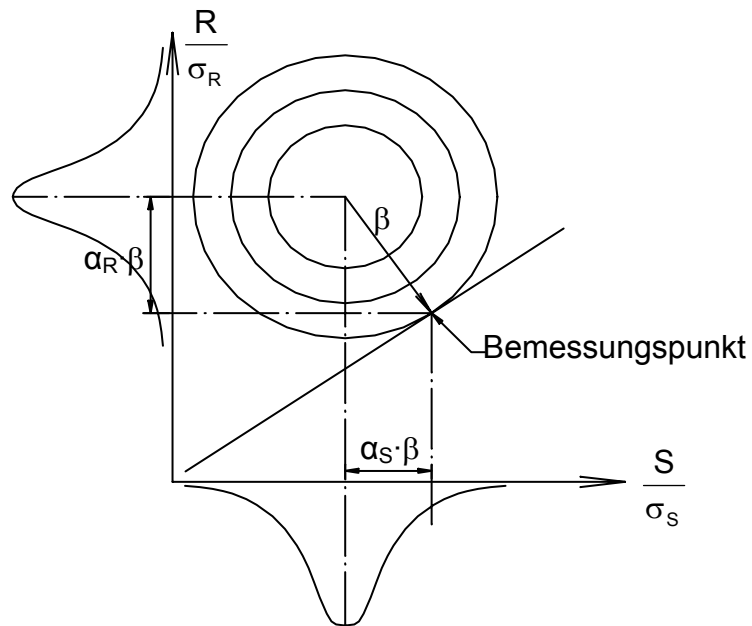


Bild 2-10 Bemessungspunkt

Unter der Annahme $S_d = R_d$ ergibt sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit das Verhältnis γ_μ zwischen den Mittelwerten des Widerstandes μ_R und der Einwirkung μ_S :

$$\gamma_\mu = \frac{\mu_R}{\mu_S} = \frac{1 + \alpha_S \cdot \beta \cdot \delta_S}{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot \delta_R} \quad 2-56$$

Wenn α_S und α_R bekannt wären, würden der Widerstand R_d sowie das Verhältnis γ_μ sehr einfach in Abhängigkeit vom Mittelwert der Einwirkung μ_S mit einem Zielsicherheitsindex von $\beta = 4,7$ berechnet.

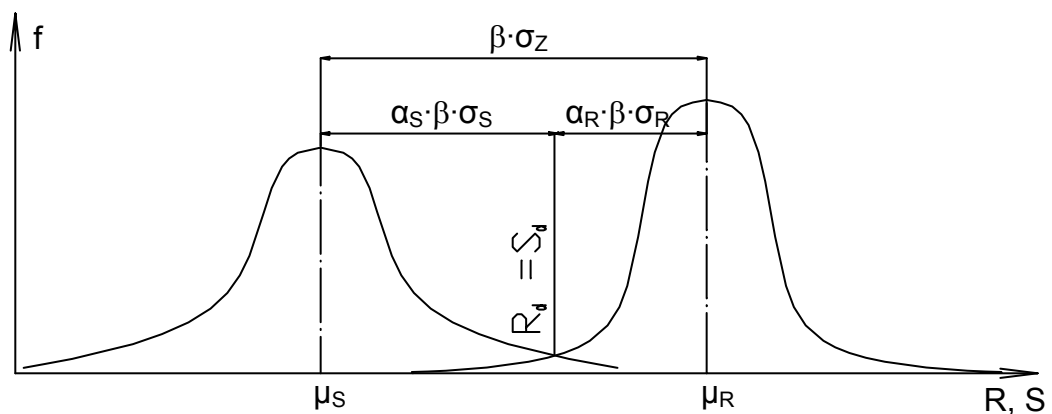


Bild 2-11 Beziehung zwischen Bemessungspunkt und Sicherheitsbeiwert

Gemäß Bild 2-11 sind α_S und α_R wie folgt zu ermitteln:

$$\beta \cdot \sigma_Z = \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_S + \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \quad 2-57$$

$$\Rightarrow \sigma_Z = \alpha_S \cdot \sigma_S + \alpha_R \cdot \sigma_R$$

Durch die Grenzzustandsfunktion nach Gleichung 2-7 erhält man die Standardabweichung σ_Z von Z :

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = \frac{\sigma_S \cdot \sigma_S + \sigma_R \cdot \sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \cdot \sigma_S + \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \cdot \sigma_R$$

Durch Vergleich der beiden σ_Z erhält man α_S und α_R wie folgt:

$$\alpha_S = \sigma_S / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad 2-58$$

$$\alpha_R = \sigma_R / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad 2-59$$

In [Six (2002)] ist das Verhältnis γ_{Global} zwischen dem 5%-Quantil (R_P) des Widerstandes R und dem 95%-Quantil (S_q) der Einwirkung S abgeleitet. Es gilt:

$$\gamma_{\text{Global}} = \frac{R_P}{S_q} = \frac{\mu_R}{\mu_S} \cdot \frac{1 - k_R \cdot \delta_R}{1 + k_S \cdot \delta_S} \quad 2-60$$

Hierbei sind k_R und k_S die Spitzenfaktoren zwischen Mittelwert und entsprechendem Fraktilwert.

Einsetzen von Gleichung 2-56 in Gleichung 2-60 ergibt:

$$\gamma_{\text{Global}} = \frac{1 + \alpha_S \cdot \beta \cdot \delta_S}{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot \delta_R} \cdot \frac{1 - k_R \cdot \delta_R}{1 + k_S \cdot \delta_S} = \frac{1 + \alpha_S \cdot \beta \cdot \delta_S}{1 + k_S \cdot \delta_S} \cdot \frac{1 - k_R \cdot \delta_R}{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot \delta_R} = \gamma_S \cdot \gamma_R$$

Einsetzen von γ_{Global} in Gleichung 2-60 ergibt:

$$\gamma_S \cdot S_q \leq \frac{R_P}{\gamma_R} \quad 2-61$$

Aus den Gleichungen 2-60 und 2-61 ist klar ersichtlich, dass γ_{Global} , γ_S und γ_R von der Größe von S und R abhängig sind. Dem folgend müßte auch [EC 1 T1 (1995)] einen beliebigen, aber nicht konstanten Sicherheitsbeiwert enthalten.

In [EC 1 T1 (1995)] werden $\alpha_S = 0,7$ und $\alpha_R = 0,8$ angegeben und es wird unterstellt, dass die Abweichung vom Sicherheitsindex β innerhalb des Verhältnisses $0,16 < \sigma_S/\sigma_R < 7,6$ mit $\beta_{\text{Ziel}} = 3,8$ kleiner als 0,5 ist. Nach [Pottharst (1977)] und [Hosser (1978)] betragen die Abweichungen vom Zielsicherheitsindex β in der Baupraxis für übliche Verhältnisse von $0,15 < \sigma_S/\sigma_R < 3,48$ gerade $\Delta\beta = 0,5$.

Gemäß Bild 2-11 ergibt sich:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{\alpha_R \cdot \sigma_R \cdot \beta_{\text{Ziel}} + \alpha_S \cdot \sigma_S \cdot \beta_{\text{Ziel}}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

Für $\beta_{\text{Ziel}} = 3,8$, $\alpha_S = 0,7$ und $\alpha_R = 0,8$ ergibt sich mit $k = \sigma_S / \sigma_R$.

$$\beta = \frac{3,04 \cdot \sigma_R + 2,66 \cdot \sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{3,04 + 2,66 \cdot \sigma_S / \sigma_R}{\sqrt{1 + (\sigma_S / \sigma_R)^2}} = \frac{3,04 + 2,66 \cdot k}{\sqrt{1 + (k)^2}} \quad 2-62$$

Die Beziehung zwischen β und k in Gleichung 2-62 wird in Bild 2-12 dargestellt. Gemäß dieser Beziehung betragen die Abweichungen vom Zielsicherheitsindex $\beta_{\text{Ziel}} = 3,8$ in der Verhältnisse von $0,105 < \sigma_S/\sigma_R < 4,130$ gerade $\Delta\beta \approx 0,5$.

Die Gleichung 2-62 und Bild 2-12 zeigen nur, dass $\alpha_S = 0,7$ und $\alpha_R = 0,8$ beim EC 1 T1 nur eine Annäherung darstellen und auch $\alpha_S^2 + \alpha_R^2 = 1,13$ und nicht eins ergibt.

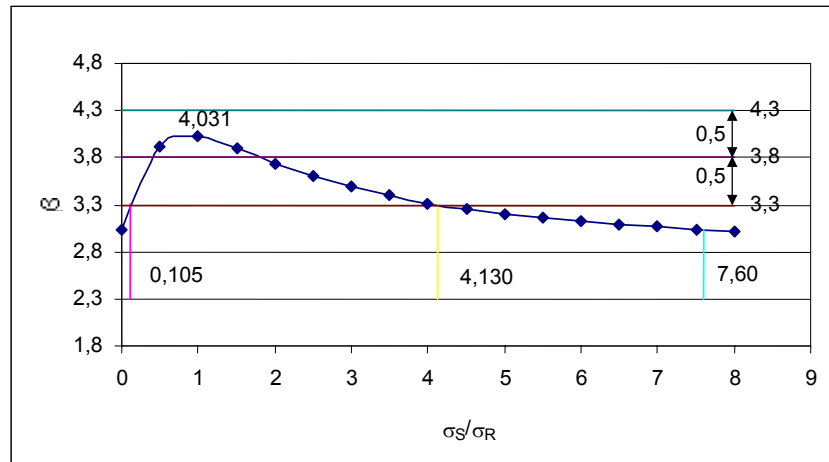


Bild 2-12 Beziehung β - σ_S/σ_R

3. Mechanische und stochastische Grundlagen

3.1 Werkstoffgesetze für die nichtlineare Zuverlässigkeitsanalyse

3.1.1 Werkstoffgesetz Beton

Gemäß [EC 4 T 1-1 (1994)] sollten für Stahlverbundträger Betonfestigkeitsklassen zwischen C 20 und C 50 gewählt werden. Die folgenden Ausführungen beziehen sich daher auf Normalbeton der Festigkeitsklassen C 20, C 30, C 40 und C 50.

Entsprechend [Lukas (1999)] können zwei mathematische Formulierungen der Spannungs-Dehnungslinie (Parabel- und Parabel-Rechteck-Diagramm) für den Druckbereich und drei für den Zugbereich gewählt werden. Insgesamt ergeben sich somit sechs Formulierungen des Werkstoffverhaltens für Beton, die den Vorschlägen in EC 2 und CEB-FIP MC90 gleichen. Für die nachfolgenden wirklichkeitsnahen, nichtlinearen Berechnungen wird für den Druckbereich eine nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung entsprechend [EC 2 T 1-1 (1992)] (Bild 3-1) angesetzt. Eine Zugfestigkeit wird entsprechend [EC 4 T 1-1 (1994)] nicht berücksichtigt.

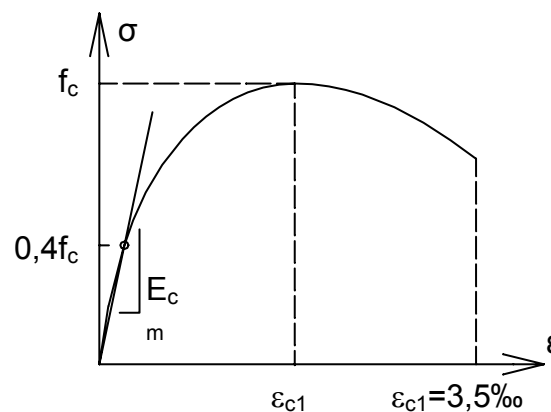


Bild 3-1 Spannungs-Dehnungslinie für Beton unter Druckbeanspruchung

- **Druckfestigkeit**

Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} ist nach [MC 90 (1993); EC 2 (1992); DIN 1045-1 (2001)] als 5%-Quantil der Grundgesamtheit der Festigkeitswerte definiert. Die Druckprüfung erfolgt an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm nach 28 Tagen. Die mittlere Betonfestigkeit ergibt sich gemäß [Zilch & Rogge (1999)] zu:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad 3-1$$

Unter der Annahme einer normalverteilten Grundgesamtheit der Festigkeitswerte ergibt sich hieraus eine konstante Standardabweichung von $\sigma = 4,86 \text{ MPa}$ ($\approx 8/1,645$) für alle Festigkeitsklassen und ein sinkender Variationskoeffizient bei steigender Festigkeit. Weil die Betonfestigkeit niemals negativ werden kann, wird in der Literatur [Six (2002)] häufig die Verwendung einer logarithmischen Normalverteilung mit einer konstanten Standardabweichung von $\sigma = 5 \text{ MPa}$ empfohlen.

Im Rahmen dieser Arbeit wird von einer logarithmischen Normalverteilung mit einer konstanten Standardabweichung von $\sigma = 5 \text{ MPa}$ ausgegangen. In JCSS (2000) wird im Gegensatz dazu ein komplexes Modell empfohlen, welches die Berücksichtigung

mehrerer Zufallsvariablen erfordert. Im Hinblick auf die angestrebten Forschungsergebnisse erscheint der Ansatz einer konstanten Standardabweichung jedoch ausreichend genau.

Die mathematische Formulierung der Spannungs-Dehnungslinie wird entsprechend [EC2 T 1-1 (1992)] vorgenommen:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad 3-2$$

mit: $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

$$k = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1} / f_c$$

$$E_{cm} = 9500 \cdot f_{cm}^{1/3}$$

In Tabelle 3-1 sind die anzusetzenden Dehnungen ε_{c1} bei Erreichen der Druckfestigkeit f_c und die Bruchdehnung ε_{c1u} entsprechend [MC90 (1993), EC 2 T1-1 (1992)] dargestellt. E_{cm} bezeichnet den Sekantenmodul bei $\sigma_c = 0,4 \cdot f_c$.

Für die weiteren Berechnungen werden ε_{c1} und ε_{c1u} nach [DIN 1045-1 (2001)] angesetzt.

Tabelle 3-1: Dehnung ε_{c1} und ε_c nach EC 2 T 1-1 (1992) und DIN 1045-1 (2001)

f_{ck} [MPa]		12	16	20	25	30	35	40	45	50
EC 2	ε_{c1} [‰]	-2,2								
	ε_{c1u} [‰]	-3,6	-3,5	-3,4	-3,3	-3,2	-3,1	-3,0	-2,9	-2,8
DIN 1045-1	ε_{c1} [‰]	-1,8	-1,9	-2,1	-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,55	-2,6
	ε_{c1u} [‰]	-3,5								

Die durchgeführten Berechnungen (siehe Bild 4-14) zeigen, dass die Betonbruchdehnung ε_{c1u} keinen großen Einfluss auf die Querschnittstragfähigkeit hat. Der Einfluss auf die Rotationskapazität wurde im Rahmen der Arbeit nicht näher untersucht, weil nur Verbundquerschnitte der Klasse 1 und der Klasse 2 analysiert werden. Nach [EC 4 T 1-1 (1994)] wird für Verbundquerschnitte der Klasse 1 immer ausreichende Rotationskapazität vorausgesetzt und für Klasse 2 in dieser Arbeit keine Anforderung an die Rotationskapazität gestellt. Die getroffenen Annahmen sind somit für die nachfolgenden Analysen ausreichend genau. Für die Betonfestigkeit C 20 bis C 50 wird die Spannungs-Dehnungslinie in Bild 3-2 angegeben.

• Zugfestigkeit

Die Betonzugfestigkeit ist bei der Verformungsberechnung am System entscheidend (Tension Stiffening). Für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit kann sie jedoch vernachlässigt werden. Sie ist von einer Vielzahl von Parametern abhängig und weist eine sehr viel größere Streuung als die Betondruckfestigkeit auf [Six (2002)]. Über die Größenordnung der Streuung sind in der Literatur jedoch nur unzureichend Angaben zu finden, lediglich in den Normen [MC 90, (1993); EC 2 T1-1 (1992); DIN 1045-1, (2001)] werden Hinweise auf das 5% bzw. 95%-Quantil bei bekannter Betondruckfestigkeit gegeben:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad 3-3$$

$$f_{ct;0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad 3-4$$

$$f_{ct;0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad 3-5$$

In Anlehnung an JCSS (2000) wurde von [Six (2002)] die Streuung von f_{ct} mit Hilfe des Fehlerfortpflanzungsgesetzes zwischen 30% und 40% abgeschätzt.

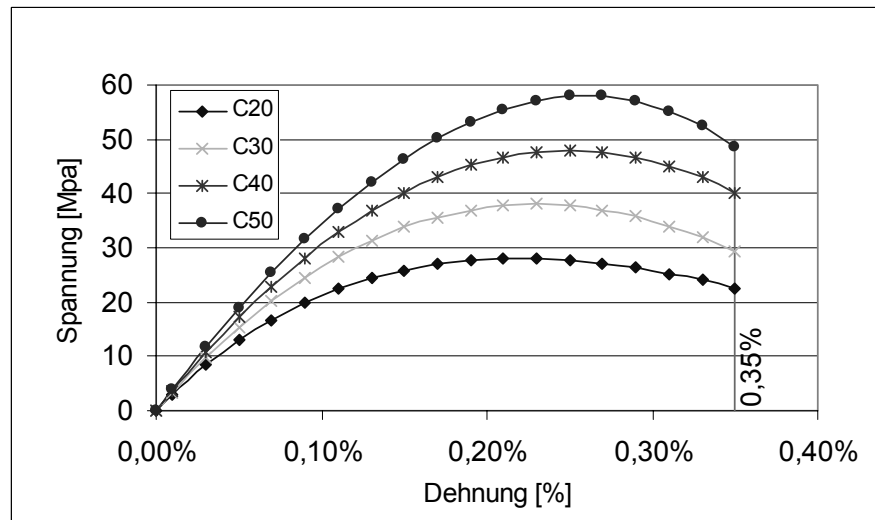


Bild 3-2 Angesetzte Spannungs-Dehnungslinie für Beton (C20-C50) unter Druckbeanspruchung

• Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul von Beton ist abhängig von den Elastizitätsmoduli des Zuschlags und des Zementsteins. Da die E-Moduli der Zuschläge erheblich schwanken, wächst die Streuung des E-Moduls von Beton mit zunehmendem Volumenanteil des Zuschlags [Hilsdorf & Reinhardt (2000)]. Die durchgeführten Versuchsnachrechnungen haben gezeigt, dass der Elastizitätsmodul bezüglich der Beurteilung der Tragfähigkeit schlanker Stützen entscheidend ist, für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit ist er jedoch von untergeordneter Bedeutung. In Anlehnung an [EC 2 T1-1 (1992)] und [DIN 1045-1 (2001)] wird von folgendem Zusammenhang zwischen dem Sekantenmodul bei $\sigma = -0,4 \cdot f_c$ und der Druckfestigkeit ausgegangen:

$$E_c = \alpha_E \cdot f_{cm}^{1/3} \quad 3-6$$

Der Mittelwert des Vorfaktors α_E wird in [Zilch & Rogge (1999)] zu $\mu_{\alpha_E} = 9500$ einheitslos angegeben. Als Verteilungsfunktion für α_E wird die logarithmische Normalverteilung mit einem Variationskoeffizienten von $\delta_{\alpha_E} = 15\%$ gewählt [vgl. JCSS (2000)]. Der Variationskoeffizient des E-Moduls ergibt sich näherungsweise zu:

$$\delta_E = \delta_{\alpha_E} \cdot \sqrt{1 + \left[\frac{\sigma_c}{3 \cdot f_{cm}} \right]^2} \approx \delta_{\alpha_E} \quad 3-7$$

Da der zweite Term in Gleichung (3-7) näherungsweise vernachlässigt werden kann, entspricht die Streuung des E-Moduls ungefähr der des Vorfaktors.

In [EC 2 T 1-1 (1992), DIN 1045-1 (2001)] ist der Mittelwert von E_{cm} für alle Betone gemäß Tabelle 3-2 dargestellt. Da die Vergleichsrechnungen (Bild 4-12) zeigen, dass

E_{cm} keinen großen Einfluss auf die Biegemomententragfähigkeit eines Stahlquerschnitts hat, werden in den Berechnungen jeweils die Tabellenwerte aus Tabelle 3-2 als Mittelwert für E_{cm} angesetzt.

Tabelle 3-2: Mittelwert von E_{cm} nach [EC2 T 1-1 (1992), DIN 1045-1 (2001)]

f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
E_{cm} (MPa)	26000	27500	29000	30500	32000	33500	35000	36000	37000

3.1.2 Werkstoffgesetz Betonstahl

Im Allgemeinen kommt in der Praxis Betonstahl der Güte S500 zur Anwendung [Six (2002) für Stahlbeton; Ibach (2001) für Verbundbrücken]. Seine charakteristische Fließgrenze beträgt als 5%-Quantilwert $f_{yk} = 500$ MPa [Rußwurm (1992)]. Angaben bezüglich des Verteilungstyps und der zugehörigen Grundgesamtheit finden sich in den Normen nicht.

Nach Six (2002) wird für die Verteilung der Fließgrenze f_{yk} von Betonstahl am häufigsten die Normalverteilung und die logarithmische Normalverteilung angesetzt. Der Variationskoeffizient der Streckgrenze hängt von den verschiedensten Produktionseinflüssen ab und ist daher von Hersteller zu Hersteller und von Jahr zu Jahr unterschiedlich. Die Angaben in der Literatur schwanken zwischen 4% und 10%, wobei in den höheren Werten oft die Streuung der Querschnittsfläche des Bewehrungsstabs bereits eingearbeitet ist. Für die eigenen Zuverlässigkeitsanalysen wird für die Streckgrenze eine logarithmische Normalverteilung und ein Variationskoeffizient von 6% angenommen (= 30/500). Damit ergeben sich die weiteren statistischen Parameter für Betonstahl S500 wie folgt:

Für die Standardabweichung wird gemäß [JCSS (2000)] $\sigma = 30$ MPa ($500 \approx 550 - 1,645 \cdot 30$) angenommen.

[Six (2002)] hat die Streuung des E-Moduls vernachlässigt und einen konstanten mittleren E-Modul von 200000 MPa angenommen. Entsprechend [Rußwurm (1992)] liegt der E-Modul des Betonstahls zwischen 195000 und 210000 MPa. Nach [EC 2 T 1-1 (1992)] ist $E_s = 200000$ MPa und nach [EC 4 T 1-1 (1994)] ist $E_s = 210000$ MPa. In dieser Arbeit wird der Elastizitätsmodul zu $E_s = 200000$ MPa angesetzt.

Die Querschnittsfläche der Bewehrungsstäbe streut sehr gering. Nach [Six (2002)] wird ihr Mittelwert mit dem nominalen Wert gleichgesetzt. In der Literatur finden sich Werte für den Variationskoeffizienten zwischen 1% und 3%. In Übereinstimmung mit [Rußwurm (1988)] und [JCSS (2000)] wird ein Wert von 2% und eine Normalverteilung vorausgesetzt.

Weitere Parameter zur Beschreibung von Betonstahl werden aus [Six (2000b)] und [König (2000)] übernommen. Die vereinfachte Spannungs-Dehnungslinie von Betonstahl entspricht der des Baustahls (vgl. Bild 3-3).

3.1.3 Werkstoffgesetz Baustahl

In Deutschland kommen im Verbundbau im allgemeinen die Baustähle S 235 (St 37) und S 355 (St 52) zur Anwendung [Ibach (2001)]. Feinkornbaustähle mit erhöhten Streckgrenzen (bis S460) sind nicht üblich, so dass im Weiteren nur S 235 und S 355 behandelt werden. Die Spannungs-Dehnungslinie ist eine bi-lineare Beziehung wie in Bild 3-3 dargestellt:

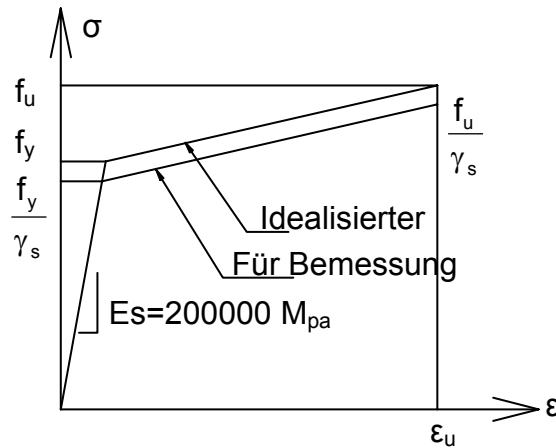


Bild 3-3 Idealisierte Spannungs-Dehnungslinie von Betonstahl und Baustahl

- Streckgrenze, Zugfestigkeit und Bruchdehnung**

Die Mittelwerte und Standardabweichungen von Baustählen sind [Petersen (1974)] (Tabelle 3-3) und den Versuchsprotokollen vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute (VDEh) und Georgmarienhütte zu entnehmen.

Tabelle 3-3: Probabilistische Kennwerte von Baustahl nach [Petersen (1974)]

Stahlart	Anzahl der Proben	f_y		f_u		f_u/f_y
		Mittelwert μ	Variationskoeffizient δ	Mittelwert μ	Variationskoeffizient δ	
		[MPa]	[%]	[MPa]	[%]	
S 235	1320	283	6,5	426	4,2	1,51
S 355	2750	402	5,1	579	4,1	1,44

Hierbei sind:

f_y Streckgrenze

f_u Zugfestigkeit

Die Daten des VDEh sind sehr detailliert und werden daher entsprechend den Gleichungen 3-8 und 3-9 gemäß den Materialdickenklassen in [EN10025 (1993)] umgerechnet [Li et. al. (1997)] und in Tabelle 3-4 dargestellt.

$$\mu_{\text{sum}} = \frac{n_1 \mu_1 + \dots + n_k \mu_k}{n_1 + \dots + n_k}$$

$$\sigma_{\text{sum}} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^k n_j \sigma_j^2 + \sum_{j=1}^k n_j (\mu_j - \mu_{\text{sum}})^2}{N}}$$
3-9

Hierbei sind:

- n_j Anzahl der Proben in Gruppe „j“
- k Anzahl der Gruppen
- μ_j Mittelwert in Gruppe „j“
- μ_{sum} Mittelwert in allen Proben
- N Anzahl in allen Gruppen

Tabelle 3-4: Probabilistische Kennwerte von Baustahl nach (VDEh) [Protokoll 1 (2001)] und Georgmarienhütte [Protokoll 2 (2001)]

Stahl Art	Dicke [mm]	Anzahl der Probe	$f_y^{1)}$		f_u		f_u / f_y	Bruchdehnung	
			μ	δ	μ	δ		μ	δ
			[MPa]	[%]	[MPa]	[%]			[%]
S 235	0 bis 40	2314	297,4	6,6	411,7	4,4	1,38	35,8%	10,9
	40 bis 100	439	270,8	8,1	400,6	4,9	1,48	34,9%	8,2
S 355	0 bis 40	2434	407,2	5,9	554,7	3,0	1,36	27,4%	3,5
	40 bis 100	364	394,6	6,4	554,0	2,9	1,40	27,4%	2,8

¹⁾ Die Bezeichnungen sind an Tabelle 3-3 angeglichen!

Nach der Erfahrung des VDEh beträgt der Variationskoeffizient im Allgemeinen für die Zugfestigkeit zwischen 3% und 5%. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird der Variationskoeffizient zu 6% angenommen. Die Bruchdehnung des Baustahls wird zu 20% festgelegt. Nach [EC 3 T 1-1 (1993)] entspricht die Bruchdehnung mindestens dem 20-fachen Wert der Fließdehnung. Diese ist ungefähr 4% (für S355 ist $\epsilon_u \approx 20 \cdot 402 / 200000 \approx 40\text{‰}$). Die Analyse der Bruchdehnung des Stahls in Abschnitt 4.6.4 zeigt, dass eine Steigerung über 10% das aufnehmbare Moment nicht mehr beeinflusst. Der Ansatz zu 20% erscheint somit gerechtfertigt.

Zur Berechnung wird aufgrund der guten Übereinstimmung von Tabelle 3-3 und Tabelle 3-4 auf die Werte von [Petersen (1974)] zurückgegriffen. Die Mittelwerte für die Dicke 0 bis 40 mm und 40 bis 100 mm entsprechen den Werte von [Petersen (1974)].

• Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul ist für alle Baustähle einheitlich zu $E_s = 210000$ MPa als Mittelwert festgelegt [EC 3 T 1-1 (1993); EC 4 T 1-1 (1994)]. Die Standardabweichung σ_E des E-Moduls ist nach [Ibach (2001)] und [Fukumoto (1982)] $\sigma = 0,045 \cdot E$, nach [Havranek (1975)] $\sigma = 0,023 \cdot E$, nach [Rohde (1987)] für St 37 $\sigma = 0,034 \cdot E$ und für St 52 $\sigma = 0,026 \cdot E$. Im Folgenden wird $\sigma_E = 0,1 \cdot E$ angesetzt, weil

die Variation des E-Moduls auf die Querschnittstragfähigkeit nur geringen Einfluss hat (vgl. Bild 4-17).

• Zugverfestigung α

Die Zugverfestigung $\alpha = f_u/f_y$ des Baustahls kann gemäß [PrEN 10025-2 (1998)] angesetzt werden.

Tabelle 3-5: Ermittlung der Zugverfestigung für Baustahl

Stahlsorten	Roik (1993)			PrEN 10025-2 (1998)		
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	$\alpha = f_u/f_y$	Min f_y [MPa]	Min f_u [MPa]	$\alpha = (f_u/f_y)$
S 235	235	360	1,53	225	340	1,51
S 275	275	430	1,56	265	410	1,55
S 355	355	510	1,44	345	490	1,42

Der Vergleich von Tabelle 3-3, 3-4 und 3-5 bestätigt den Ansatz von $\alpha = 1,5$.

3.2 Tragverhalten eines Stahlverbundträgers

3.2.1 Klassifizierung der Querschnitte

Die optimale Konstruktion typischer Verbundquerschnitte ist in [Lange (1990), EC 4 T 1-1 (1994), DIN 18 800 T5 (1998)] umfassend beschrieben. Die im Weiteren behandelten Querschnitte zur Aufnahme eines negativen und eines positiven Biegemomentes sind in Bild 3-4 dargestellt.

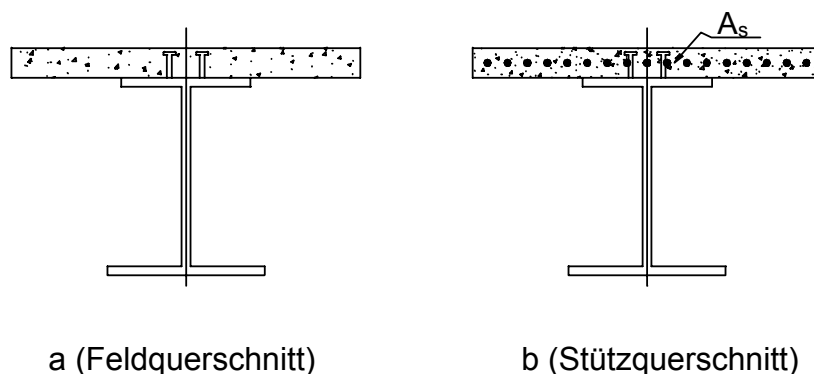


Bild 3-4 Typische Verbundquerschnitte als Grundlage der Strukturanalysen in Kapitel 4 & 5

Nach [EC 4 T1-1 (1994)] werden Querschnitte von Stahlverbundträgern entsprechend dem Stabilitätsverhalten der gedrückten Gurte und Stege des Stahlträgers in vier Klassen (Klasse 1 bis 4) eingeteilt. Die exakte Definition zur Klasseneinteilung ist [DIN 18800-5 (1998), EC 4 T1-1 (1994) und Bode (1998)] zu entnehmen. Querschnitte der Klasse 1 und 2 bilden die Grundlage der weiteren Untersuchungen. Nach [Bode (1998)] gehören Verbundquerschnitte unter positiver Biegemomentenbeanspruchung, bei denen die plastische Nulllinie im Betongurt oder im Stahlträgerflansch liegt, generell zur Klasse 1, und zwar unabhängig vom Breite/Dicke-Verhältnis der Stege und Flansche. Aber nach [Ansourian (1984)]

gehören Verbundquerschnitte unter positiver Biegemomentenbeanspruchung, die durch eine schmale Platte, niedrige Betongüte und Stahl mit hoher Fließgrenze charakterisiert sind, nicht zur Klasse 1, da sie durch spröden Bruch der Platte versagen. Der Autor hat ebenso vorgeschlagen, dass solche Querschnitte vermieden werden sollten. Deswegen wurde der Fall in dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

3.2.2 Nichtlineare Verfahren zur Berechnung der Querschnittstragfähigkeit von Stahlverbundträgern

Als Versagenskriterien für den Querschnitt wird generell das Erreichen der Bruchdehnung des Betonstahls, Baustahls oder des Betons festgelegt. Versagen infolge Beulen des Stahlträgers wird nicht untersucht, da von den Querschnittsklassen 1 und 2 ausgegangen wird (vgl. Abschnitt 5.1). Des weiteren wird die Nachgiebigkeit der Dübelverbindung zwischen Beton und Stahlträger nicht berücksichtigt. Für weiterführende Forschungsarbeiten ist über die Erfassung des Schlupfes der Schubfuge nachzudenken.

Die Querschnittstragfähigkeit kann bei Ansatz des nichtlinearen Werkstoffverhaltens nur iterativ berechnet werden. Dabei wird vom Ebenbleiben des Querschnitts ausgegangen. Die maßgebenden Dehnungszustände sind in Bild 3-5 und 3-6 dargestellt. Grundsätzlich entspricht der gewählte Bemessungsprozess in Bild 3-5 und 3-6 in dieser Arbeit, jedoch werden die Biegemomente bei großer Druckzonenhöhe nicht gemäß [EC 4 T1-1 (1994)] abgemindert.

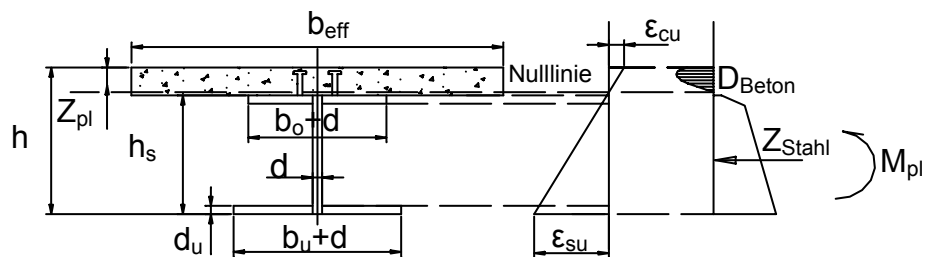


Bild 3-5 Dehnungsverteilung bei positivem Moment (Feld)

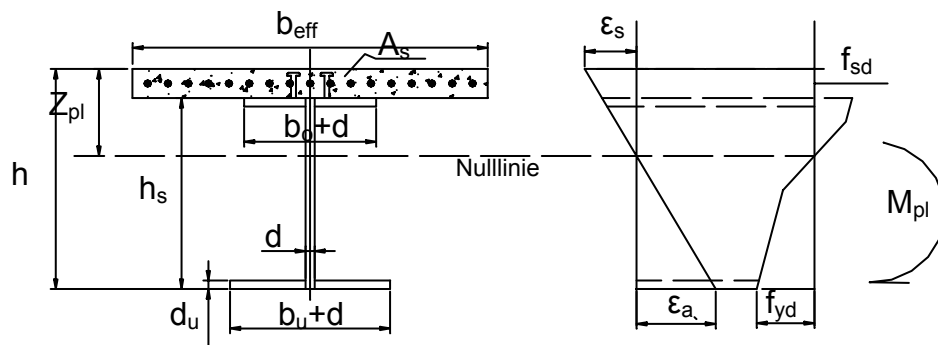


Bild 3-6 Dehnungsverteilung bei negativem Moment (Stütze)

3.2.3 Systemversagen von Stahlverbundträgern

Zuverlässigkeitsanalysen auf Systemebene sind gegenüber der Querschnittsebene deutlich komplexer. Infolge der Vielzahl von Lastfällen aus Einzel- und Streckenlasten sowie verschiedener Versagensmöglichkeiten eines Durchlaufträgers müssen weitere neue Parameter in der Berechnung erfasst werden. Zunächst werden die bei den nachfolgenden Berechnungen getroffenen Annahmen und der Rechenablauf am herausgeschnittenen Einzelfeld dargestellt und anschließend auf den Durchlaufträger übertragen. Den eigenen Untersuchungen liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Der Durchlaufträger hat einen konstanten Querschnitt.
- Allgemein haben die Durchlaufträger die Gesamtlänge $L_{\text{ges}} = L_0 + m \cdot L + L_0$, wobei L_0 die Spannweite der Endfelder und L die Spannweite der Innenfelder bezeichnet. Zusätzlich wird von konstanter Feldlänge ausgegangen $L_1 = L_2 = \dots = L_n$ (siehe Bild 3-8).
- Die Untersuchungen berücksichtigen verschiedene Anzahlen an Feldern des Durchlaufträgers. Maximal werden jedoch vier Felder berücksichtigt, da diese das Verhalten eines mehrfeldrigen Durchlaufträgers ausreichend genau beschreiben.

Im Bild 3-7 ist ein aus dem Durchlaufträgersystem herausgeschnittenes Feld dargestellt. Je nach Randbedingungen ergeben sich M_1 und M_2 .

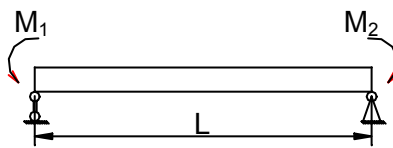


Bild 3-7 Herausgelöstes Einzelfeld

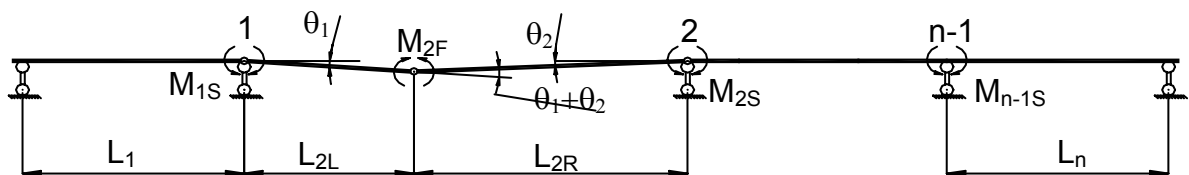


Bild 3-8 Berechnung des Durchlaufträgers mit der Fließgelenktheorie

Das Versagen eines Durchlaufträgers mit einem Verbundquerschnitt der Klasse 1 tritt infolge der Bildung einer kinematischen Fließgelenkkette ein. Das Versagen des Durchlaufträgers mit einem Querschnitt der Klasse 2 tritt meist durch Überschreitung der Biegemomenten Tragfähigkeit über der Stütze ein. Die örtliche Lage der Fließgelenke ist von M_1 und M_2 (Bild 3-7) sowie der Belastung abhängig und wird in Kapitel 6 ausführlich dargestellt.

• Bestimmung der Fließgelenke

Für Durchlaufträger sind grundsätzlich zwei ungünstige Lastfälle möglich, die Streckenlast oder eine Kombination aus Strecken- und Einzellast (vgl. Bild 3-12 und 3-13). Bei gleichmäßiger Belastung infolge Streckenlast sind die maßgebenden Stellen der Stützquerschnitt (negatives Moment) und der Feldquerschnitt (positives Moment). Im Bild 3-9 ist die Momentenbelastung infolge Gleichlast dargestellt. Die

charakteristischen Fließgelenkketten können zwei unterschiedliche Formen annehmen, da die Lage des Fließgelenkes im Feld nicht von vorneherein bekannt ist. Im Folgenden werden zwei Versagensmodelle untersucht:

Die Grenzzustandsgleichung für das Versagensmodell 1 mit Gelenken am Knoten 1, 4 und 3 (Feldmitte) lautet:

$$Z_1 = M - \frac{l^2}{8} \cdot (G + Q) + \frac{1}{2} \cdot M_1 + \frac{1}{2} \cdot M_2 \quad 3-12$$

Die Grenzzustandsgleichung für das Versagensmodell 2 mit Gelenken am Knoten 1, 4 und 2 lautet:

$$Z_2 = M - \left(\frac{l \cdot x}{2} - \frac{x^2}{2} \right) \cdot (G + Q) + \left(1 - \frac{x}{l} \right) \cdot M_1 + \frac{x}{l} \cdot M_2 \quad (0 < x < l) \quad 3-13$$

Hierbei sind (vgl. Bild 3-9 und 3-10):

M Mittelwert der Biegetragfähigkeit vom Querschnitt im Feld

M_i Mittelwert der Biegetragfähigkeit vom Stützquerschnitt i

G Mittelwert der Eigenlast, Normalverteilung, $\delta_G=5\%$

Q Mittelwert der Nutzlast, Gumbelverteilung, $\delta_Q=50\%$

Die Standardabweichungen der beiden Grenzzustandsgleichungen ergeben sich zu:

$$\sigma_{Z_1} = \sqrt{\sigma_M^2 + \left(-\frac{l^2}{8}\right)^2 \cdot \sigma_G^2 + \left(-\frac{l^2}{8}\right)^2 \cdot \sigma_Q^2 + \frac{1}{4} \cdot \sigma_{M_1}^2 + \frac{1}{4} \cdot \sigma_{M_2}^2} \quad 3-14$$

$$\sigma_{Z_2} = \sqrt{\sigma_M^2 + \left(\frac{l \cdot x}{2} - \frac{x^2}{2}\right)^2 \cdot \sigma_G^2 + \left(\frac{l \cdot x}{2} - \frac{x^2}{2}\right)^2 \cdot \sigma_Q^2 + \left(1 - \frac{x}{l}\right)^2 \cdot \sigma_{M_1}^2 + \left(\frac{x}{l}\right)^2 \cdot \sigma_{M_2}^2} \quad 3-15$$

Der Sicherheitsindex ist $\beta_Z = \mu_Z / \sigma_Z$. Für $x = l / 2$ gilt $\beta_{Z2} = \beta_{Z1}$. Das Verhältnis der Sicherheitsindizes β_{Z2} / β_{Z1} und der dazugehörigen Versagenswahrscheinlichkeiten P_{fZ1} / P_{fZ2} wird in Bild 3-11 und 3-12 dargestellt.

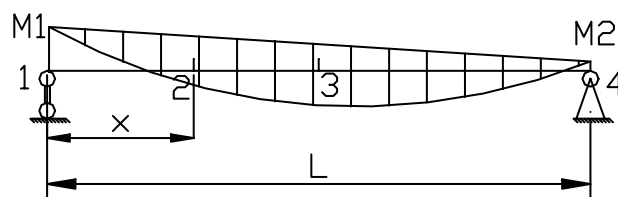
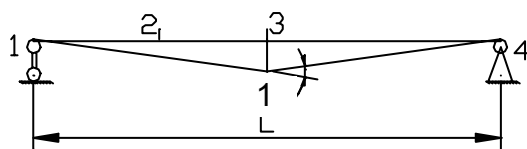
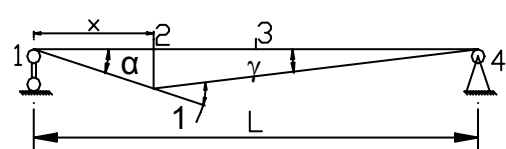


Bild 3-9 Lage der Fließgelenke



Versagensmodell 1



Versagensmodell 2

Bild 3-10 Versagensmodelle (kritische Fließgelenkketten)

Die Mittelwerte (μ_M , μ_{M1} , μ_{M2}) der Belastungen ergeben sich für das herausgeschnittene Einzelfeld gemäß statischer Berechnung zu:

$$\mu_{M1} = k_1 \cdot \frac{q \cdot l^2}{12} \quad 3-16$$

$$\mu_{M2} = k_2 \cdot \frac{q \cdot l^2}{12} \quad 3-17$$

$$\mu_M = \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{(M_1 + M_2)}{2} \quad 3-18$$

mit:

q Gesamtlast ($q = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$)

k_1, k_2 Verhältnisse zwischen Biegemomenten M_1, M_2 und $\frac{q \cdot l^2}{12}$

Die Variationskoeffizienten δ_M von M und δ_{M1}, δ_{M2} von M_i sind zu 5% angenommen.

In Tabelle 3-6 sind die zur Berechnung der Sicherheitsindizes notwendigen Parameter für eine beispielhaft Analyse ($l = 40$ m, $\mu_G = 10$ kN/m) zusammenfassend dargestellt. Die Sicherheitsindizes β_{Z1} und β_{Z2} können gemäß FOSM mit den Gleichungen 3-12 und 3-13 berechnet werden. Die Ergebnisse sind in Bild 3-11 und 3-12 dargestellt. Die konkreten Berechnungen sind in Anhang 6 entnehmen.

Tabelle 3-6: Parameter zur Berechnung von β_{Z1} und β_{Z2}

$k = Q_{95\%}/G_k = 1,00$	$\mu_G = G_k = 10$ kN/m	$\mu_Q \approx m_Q \cdot Q_{95\%} = 3$ kN/m	$m_Q = 0,3^{1)}$
$k_1 = 0,00$	$Q_{95\%} = k \cdot Q_{95\%} = 10$ kN/m	$\delta_Q = 100\%$ Wegen Gumbel- \rightarrow Normal	
$k_2 = 1,50$		$\delta_G = 5\%$	
$M = 2850,0$ kNm	$q = 28,5$ kN/m	$\delta_M = 5\%$	$\sigma_M = 142,50$
$M_1 = 0,00$ kNm	$l = 40$ m	$\delta_{M1} = 5\%$	$\sigma_{M1} = 0,00$
$M_2 = 5700,0$ kNm	$ql^2 = 45600$ kNm	$\delta_{M2} = 5\%$	$\sigma_{M2} = 285,00$

¹⁾ μ_Q ist zur Umrechnung der Gumbelverteilung auf die Normalverteilung auf $m_Q = 0,3$ abgemindert (siehe auch Anhang 5).

Eine Veränderung des Verhältnisses von Q/G ändert das Ergebnis nicht grundsätzlich. Es wird von einem Zweifeldträger mit konstanter Streckenlast ausgegangen. Das Fließgelenk im Randfeld wird im weiteren bei $x = 0,4 \cdot l$ angenommen. Bild 3-11 zeigt, dass eine Abweichung von diesem Wert im Bereich der baupraktisch sinnvollen Grenzen $0,35 \cdot l \leq x \leq 0,5 \cdot l$ zu keinem nennenswerten Fehler führt. Die örtliche Lage bleibt bis $k_1 = 0$ und $k_2 = 0,6$ konstant. Ab $k_2 < 0,6$ liegen die Fließgelenke in Feldmitte. Für weitere Fälle sind die Lagen der Fließgelenke in den Bildern in Kapitel 6 dargestellt.

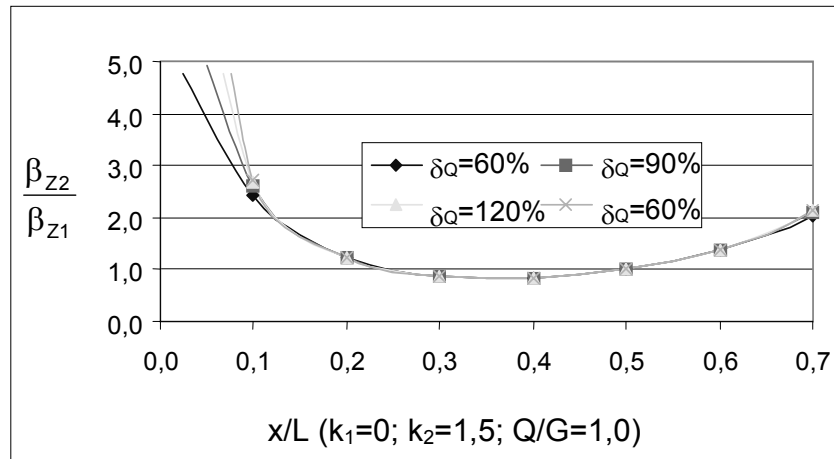


Bild 3-11 Verhältnis von β_{z2} / β_{z1} in Abhängigkeit von der Lage des Fließgelenks mit verschiedenen Variationseffizienten der Nutzlasten Q und der Eigenlast G

3.3 Modellierung der Einwirkungskombinationen

3.3.1 Ansatz der Einwirkungen

Bei probabilistischen Zuverlässigkeitsanalysen ist die angesetzte Lastkombination entscheidend. Eine umfangreiche Untersuchung wurde von Graße an der TU-Dresden durchgeführt [Graße (1992), (1995)]. Im Rahmen dieser Arbeit wird von den nachfolgend beschriebenen Annahmen ausgegangen.

Die Belastung eines Trägers ergibt sich dabei aus Eigenlast sowie ständigen ruhenden Lasten und verschiedenen Nutzlasten. Die Berechnungen in Kapitel 6 berücksichtigen nur die Lastarten Gleichlast und eine Einzellast (siehe Bild 3-12 und 3-13).

In dieser Arbeit werden die Einflüsse aus Kriechen und Schwinden vernachlässigt, da ihr Einfluss im Hochbau gering ist [Hirt (1998)] und bei Trägern mit Querschnitten der Klasse 1 und 2 im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Plazieren des Baustahls und der Bewehrung sowie durch Rißbildung im Beton fast vollständig abgebaut wird [Hanswille, G. (2000)]. Auch in [Roik (1993), Sedlacek (2000) und DIN 18800-5 (1998)] werden die Einflüsse von Kriechen und Schwinden im allgemeinen vernachlässigt.

Die Belastungsgeschichte wird in dieser Arbeit nicht berücksichtigt, da das Herstellungsverfahren auf die Grenzzustandtragfähigkeit der Querschnitte der Klasse 1 und 2 keinen Einfluß hat. Es beeinflusst nur die Verformungen unter Gebrauchslast sowie den Beginn des Fließes im Untergurt des Stahlträgers [Roik et al (1993), Bode (2000), Lange (2001)].

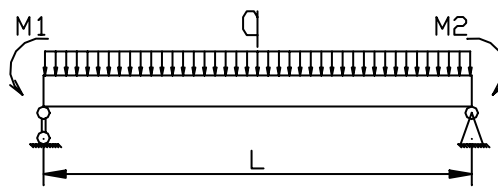


Bild 3-12 Trägerabschnitt unter Gleichlast

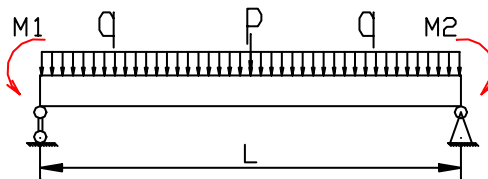


Bild 3-13 Trägerabschnitt unter Gleichlast und Einzelkraft

3.3.2 Verhältnis zwischen Nutzlast und Eigenlast

Da die Streuung der unveränderlichen Last G und die der Nutzlast Q unterschiedlich sind, müssen beide getrennt berücksichtigt werden. Die nachfolgenden Analysen erfassen die Lastverhältnisse Q/G von 0,1 bis 5. Die Streuung für verschiedene Belastungen ist [König & Ahner (2000)] zu entnehmen (siehe Tabelle 3-7).

Tabelle. 3-7 Stochastische Eigenschaft der Einwirkungen

Einwirkung		
Bezeichnung	Verteilungsart	Variationskoeffizient
Ständige Einwirkung	Normal	$\delta = 5\%$
Nutzlast	Extremwert I	$\delta = 50\%$

3.4 Zusammenfassung aller stochastischer Kenngrößen

Nachfolgend werden alle beschriebenen Parameter, die zur Berechnung angesetzt werden, in Tabelle 3-8 dargestellt.

Tab. 3-8 Zusammenfassung aller stochastischen Parameter

Variable		Mittelwert	Standardab- weichung	Variations- koeffizient	Verteilung	Quelle
Beton	f_c	$f_{ck}+8$ MPa	5 MPa	-	lognormal	DIN 1045/ JCSS (2000)
	ε_{cu}	0,35%	-	15%	lognormal	
	α_E	9500	-	15%	lognormal	
Baustahl	f_y (S 235)	283 MPa	-	6%	lognormal	Petersen (1974)
	f_y (S 355)	402 MPa	-	6%	lognormal	
	ε_u	20%	-	6%	lognormal	Abschnitt 3.1.3
	E	210000 MPa	-	3%	lognormal	
Beton- stahl	f_y	550 MPa	-	6%	lognormal	JCSS (2000)
	ε_u	15%	-	6%	lognormal	
	E	200000 MPa	-	3%	lognormal	
Beton- abmess- ung	Höhe und Breite	bis 3000 mm	12 mm	-	normal	Abschnitt 4.1
		bis 6000 mm	16 mm	-	normal	
Walzprofil	Prüfhlöhe	bis 400 mm	3 mm	-	normal	
		bis 700 mm	4 mm	-	normal	
	Stegdicke		1,5 mm			
	Flanschbreite		4 mm	-		
	Flanschdicke		2 mm			
Bewehr- ung	Querschnitt	$A_{s,nom}$	-	2%	normal	JCSS (2000)
	Statik Höhe	d_{nom}	5 mm	-	normal	

3.5 Berechnung des Sicherheitsindex β auf Querschnittsebene

Zur Analyse des Sicherheitsniveaus des EC 2 für Stahlbetonquerschnitte wurde das Programm „nonlinCSRA“ (Non-linear Concrete Structure Reliability Analysis) am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt entwickelt [Volz (2000), Six (2002)]. Für die eigenen Untersuchungen wurde dieses Programm erweitert und ermöglicht nun die Bestimmung des Sicherheitsniveaus des EC 4 für Verbundquerschnitte. Die Sicherheitstheorie wird in Bild 3-14 veranschaulicht. Weitere Informationen über das Programm sind [Six (2000a, b)] zu entnehmen.

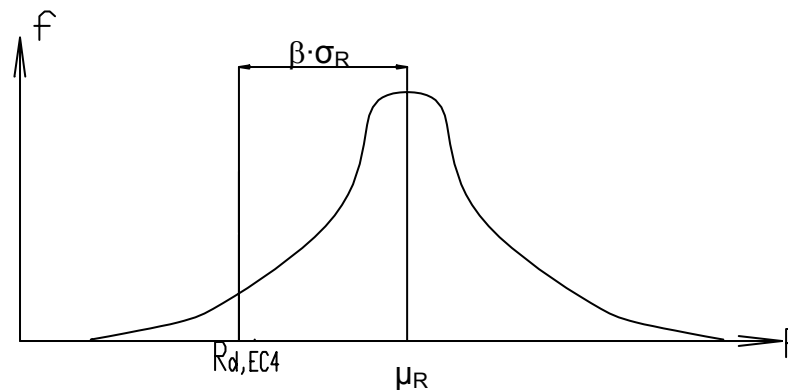


Bild 3-14 Zuverlässigkeitsniveau auf Querschnittsebene

$R_{d,EC4}$ ist die Beanspruchbarkeit des Querschnittes nach EC 4. μ_R ist dabei der Mittelwert der Beanspruchbarkeit. Mit Hilfe des Programmes „nonlinCSRA“, welches auf der Monte Carlo Simulation basiert, ergibt sich der Sicherheitsindex β zu:

$$\beta = \frac{\mu_R - R_{d,EC4}}{\sigma_R} \quad 3-19$$

Hierbei sind:

$R_{d,EC4}$	Bemessungswert der Querschnittstragfähigkeit gemäß [EC 4 T 1-1 (1994)]
μ_R	Mittelwert der Biegetragfähigkeit des gemäß EC 4 T 1-1 bemessenen Querschnitts
σ_R	Standardabweichung der Biegetragfähigkeit des gemäß EC 4 T 1-1 bemessenen Querschnitts

Es muß erwähnt werden, dass der Sicherheitsindex β keine praktische Bedeutung hat, jedoch zur Kalibrierung der Tragwerkszuverlässigkeit von großer Bedeutung ist. Als Hilfsmittel zur Analyse der Einflüsse von probabilistischen Variablen auf Querschnittsebene ist β eine herausragende Kenngröße (vgl. Kapitel 4).

4. Parameterstudie

4.1 Überblick

Wie in Kapitel 3 dargestellt, gibt es für einen Durchlaufträger eine große Anzahl an stochastischen Variablen zu berücksichtigen. Bevor eine richtige Berechnung durchgeführt werden kann, ist es deshalb notwendig, die Variablen zu analysieren, um die Haupteinflussparameter bestimmen zu können [Roik (1983)]. Die Analyseschritte sind in den Tabellen 4-1 bis 4-4 aufgelistet.

Um die Einflussparameter und den Grad des Einflusses auf eine stochastische Variable klar bezeichnen zu können, wird jeder dieser Parameter getrennt verändert. Wenn der Einfluss der Parameter auf eine Variable groß ist, dann müssen ihre statistischen Werte und Verteilungsformen bei den Berechnungen so genau wie möglich eingegeben werden.

4.2 Parameter und Berechnungsbereich

Um den Untersuchungsbereich der Variablen möglichst umfassend abzudecken, sind geschweißte Verbundquerschnitte mit verschiedenen Abmessungen untersucht worden (vgl. Bild 4-1). Deren Basisabmessungen entsprechen einem HEA300 und einem HEA450 ohne Walzradien. Die Parameterstudie ist für ein positives Biegemoment durchgeführt worden. Dadurch treten im Stahlquerschnitt nur Zugspannungen auf, so dass es kein Stabilitätsversagen des Bauteils geben kann (z.B. Knicken oder Beulen). Die exakten Bauteilabmessungen befinden sich in den Tabellen 4-1 und 4-2.

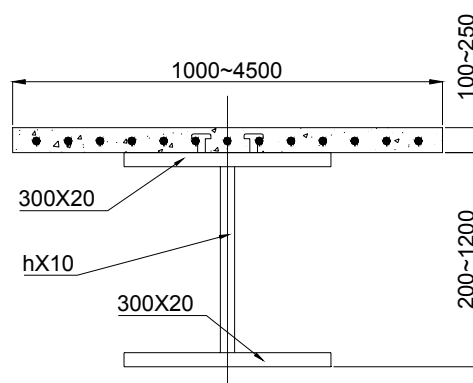


Bild 4-1 Änderungsbereich der Querschnitte (Einheit mm)

Tabelle 4-1: Änderungsbereich der Betonplatte

Geometrie der Betonplatte			
mittragende Plattenbreite		Dicke	
μ [cm]	Δ [cm]	μ [cm]	Δ [cm]
100 / 150 / 200 / 250 / 300	Normalverteilung 1,2	10 / 15 / 20 / 25	Normalverteilung 1,2
350 / 450	1,6		

Tabelle 4-2: Änderungsbereich des Stahlträgers

Geometrie des Stahlträgers					
Trägerhöhe		untere Flanschbreite		untere Flanschdicke	
μ [cm]	Δ [mm]	μ [mm]	δ [%]	μ [mm]	δ [%]
20 / 40	± 2	100/	gleich wie beim Beton	20	gleich wie die Steghöhe
60 / 80 / 100	± 3	200/			
120	± 4	300/ 400/ 500			

Die schraffierten Werte in den Tabellen 4-1 bis 4-4 sind die Standardwerte der entsprechenden Parameter. Wird eine Variable variiert, dann werden die anderen Variablen mit diesen Standardwerten belegt. In den Tabellen ist „ μ “ der Mittelwert und „ δ “ die Standardabweichung des entsprechenden Parameters. Die maximale Ungenauigkeit (Toleranz) wird mit „ Δ “ bezeichnet.

Die Toleranzen von Betonplatten sind in [DIN18202 (1997) Tabelle 1] festgelegt. Die Toleranzen von geschweißten Stahlträgern sind nach [EN ISO 13920 (1996) Tabelle 1 Toleranzklasse B], die Toleranzen für vorgefertigte Teile aus Stahl sind in [DIN EN10034 (1994)] festgelegt (vgl. auch Tabelle 3-8).

Auf der sicheren Seite liegend wurde die Toleranz als Standardabweichung angenommen. Nimmt man an, daß alle Werte innerhalb des Konfidenzniveaus von 90% liegen, dann befindet sich der realistische Wert zwischen dem 5%- und 95%-Fraktilwert (vgl. Bild4-2). Die Toleranz Δ ermittelt sich nach Gleichung 4-1:

$$\Delta = M_{\text{Mittel}} - M_{5\%} = 1,645 \cdot \sigma \quad 4-1$$

$$\Rightarrow \sigma = \Delta / 1,645 < \Delta \quad 4-2$$

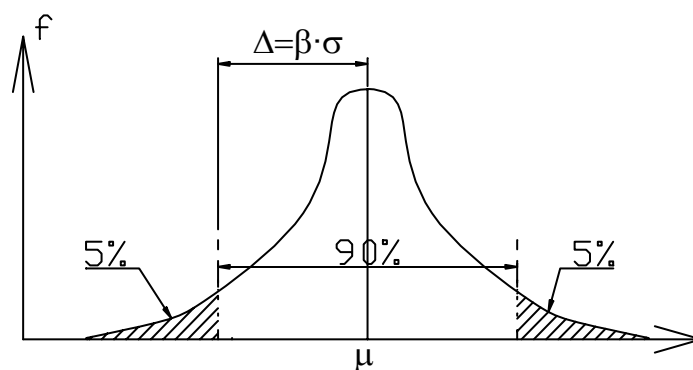


Bild 4-2 Toleranzbereich

Hierbei ist:

- σ Standardabweichung der Abmessung
- β Verhältnis zwischen Quantilwert und Mittelwert der Normalverteilung

Wenn die realistischen Werte innerhalb des Konfidenzniveaus von 68,26% liegen, dann befindet sich der realistische Wert zwischen dem 15,87%- und 84,13%-Fraktilwert. Die Toleranz Δ ermittelt sich dann aus:

$$\sigma = \text{Toleranz } \Delta / 1,0 = \text{Toleranz.}$$

Wie groß der Prozentwert ist, von dem ein realistischer Wert vom Mittelwert abweicht, ist in keiner mir bekannten Literatur veröffentlicht worden. Aber weniger als 68,26% ist meiner Erfahrung nach unlogisch. [ISO 2394 10th Draft (1993)] hat darüber so geschrieben: „Als eine Annahme nimmt man an, dass die Toleranzbeschränkung sehr selten überschritten wird“. Aber wie „selten“ die Überschreitung der Toleranzbeschränkung ist, wird in der Literaturquelle nicht geschrieben.

Deshalb liegt man auf der sicheren Seite, wenn man die Toleranz als Standardabweichung verwendet, sofern keine genauere Standardabweichung σ bestimmt werden kann.

Die Toleranz in Längsrichtung des Trägers ist in dieser Arbeit vernachlässigt worden, weil der Variationskoeffizient der Spannweite im Vergleich zu den Querschnittsparametern sehr gering ist. Z.B. ergibt sich für geschweißte Stahlteile mit $l > 20\text{m}$ und $\Delta = 16\text{mm}$ ein $\delta < 1\%$, bei vorgefertigten Bauteilen ist δ noch kleiner.

Die in dieser Arbeit erforschten Bereiche der statistischen Werte von stochastischen Variablen für Beton sind in Tabelle 4-3 und für Baustahl in Tabelle 4-4 dargestellt.

Tabelle 4-3: Statistische Kennwerte für Beton

E-Modul		Mittelwert der Druckfestigkeit f_{cm}		Bruchdehnung	
μ [MPa]	δ [%]	μ [MPa]	δ [%]	μ [‰]	δ [%]
C 20:	In-normal-verteilt	C 20:	In-normal-verteilt	C 20, C 50:	In-normal-verteilt
28500/		26/		-2,5/	
29000/		27/		-3,3/	
29500/		28/		-3,4/	
30000		29/		-3,5/	
C 50:	10%	C 50:	5%	-3,6/	10%
3600/		56/		-3,7/	
36500/		57/		-4,0	
37000/		58/			
37500		59/			
		60			

Die Betonbruchdehnung ist in [EC 2 T 1-1 (1992)] mit ε_u von -3,6 bis -2,8‰ angegeben. In DIN 1045-1 ist eine Grenzstauchung von ε_u gleich -3,5‰ angegeben (vgl. Tabelle 3-1), wenn die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm} < 50$ MPa beträgt. Deswegen ist hier ein Bereich untersucht worden, der größer als das Intervall von -3,6 bis -2,8‰ ist (vgl. Tabelle 4-3).

Der E-Modul des Betons ist durch α_E nach [Zilch & Rogge (1999)] angegeben (vgl. Gleichung 3-6).

Das bedeutet, dass in Tabelle 4-3 die entsprechenden Mittelwerte des E-Moduls die folgenden α_E -Werte haben (vgl. in Gleichung 4-3):

Für C 20: $f_{cm} = 28$ MPa: $\alpha_E = 9385,5 / 9550,2 / 9714,8 / 9879,5$

Für C 50: $f_{cm} = 58$ MPa: $\alpha_E = 9300,2 / 9429,4 / 9558,6 / 9687,7$

4-3

Tabelle 4-4: Statistische Kennwerte für Baustahl

E-Modul		f_y		Bruchdehnung		Verfestigung α	
μ [MPa]	δ [%]	μ [MPa]	δ [%]	μ [%]	δ [%]	μ	δ [%]
S 235, S 355: 200000/ 205000/ 210000/ 215000/ 220000	In- normal- verteilt 10%	S 235: 270/ 280/ 283,3/ 290/ 300 S 355: 360/ 370/ 373,3/ 380/ 390	In- normal- verteilt 5%	100/ 150/ 200/ 250/ 300 400	In- normal- verteilt 10%	1,0/ 1,2/ 1,4/ 1,5/ 1,6/ 1,8/ 2,0	In- normal- verteilt 10%

4.3 Bestimmung der Simulationsanzahl bei der Monte Carlo Methode

Die Simulationsanzahl ist für die Monte Carlo Methode (MCM) sehr wichtig. Wenn die Anzahl nicht groß genug ist, dann ist das Ergebnis der Monte Carlo Simulation (MCS) nicht aussagekräftig. [ISO 2394 Annex 4 (1993)] und [Li et. al. (1999)] haben eine Simulationsanzahl nach Gleichung 4-4 vorgeschlagen.

$$N \geq 100 / P_f$$

4-4

P_f ist die vorher geschätzte Versagenswahrscheinlichkeit. Im Bauwesen ist $P_f \approx 10^{-6}$. Das bedeutet, dass die MCS mit 100 Millionen Simulationen durchgeführt werden müsste. Diese Anzahl an Simulationen übersteigt allerdings die Leistungsfähigkeit heutiger PCs. [Corus (2001)] hat die Simulationsanzahl von 2×10^3 bis 2×10^9 angegeben. Dieser Bereich ist allerdings sehr breit gestreut, weshalb nachfolgend die benötigte Anzahl an Simulationen zuerst einmal diskutiert wird.

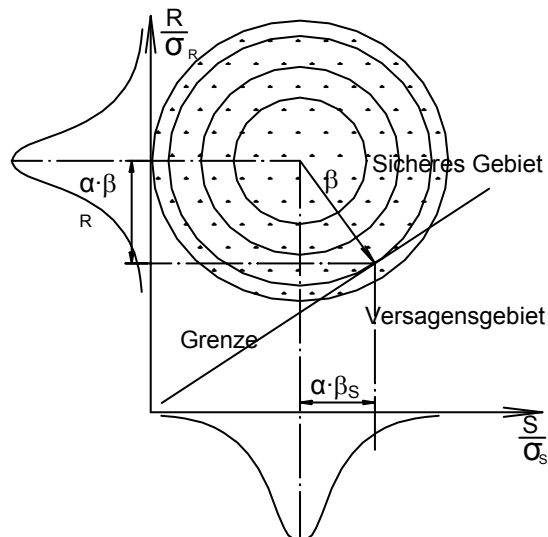


Bild 4-3 Ergebnisse einer Monte Carlo Simulation

Angaben zur benötigten Anzahl an Simulationen aus der Literatur sind meistens nur für die Versagenswahrscheinlichkeit zu bekommen. Aber in dieser Arbeit wird nicht die Versagenswahrscheinlichkeit, sondern der tatsächliche Mittelwert nach heutiger Normung zu bemessender Querschnitte benötigt. Deshalb wird mit Hilfe der MCM der tatsächliche Mittelwert μ der geplanten Biegetragfähigkeit eines Verbundquerschnitts ermittelt. Dies hat nichts mit dem Versagen zu tun. Im Bild 4-3 gibt es insgesamt 102 gleichmäßig verteilte Punkte. Davon sind nur zwei Punkte im Versagensbereich. Um eine sichere Aussage über den Versagensbereich machen zu können, sind es zu wenige Punkte, zur Bestimmung des Mittelwerts (dies entspricht dem geometrischen Kreismittelpunkt) ist dieses Vorgehen allerdings geeignet.

Der Sicherheitsindex $\beta = \mu/\sigma$ eines Verbundquerschnitts wird durch nonlinCSRA unter den jeweils gleichen Bedingungen in sieben verschiedene Gruppen mit jeweils unterschiedlicher Simulationsanzahl eingeteilt und je fünf Mal berechnet. Durch die Auswertung der Ergebnisse soll herausgefunden werden, wie viele Simulationen für die Lösung des Problems notwendig sind.

Sieben Gruppen (A_1 bis A_7) mit je fünf Simulationsdurchgängen (A_{i1} bis A_{i5}) für einen gleichen Querschnitt:

A_1 hat 1000 Simulationen

A_2 hat 2000 Simulationen

.....

A_7 hat 10000 Simulationen (vgl. Tabelle 4-5)

Diese Fragestellung wird durch die Einfache Varianzanalyse und die Schwankungen zwischen verschiedenen Simulationen unter gleichen Bedingungen beantwortet. Die Grundkenntnisse der Einfache Varianzanalyse lauten [Lehn & Wegmann (1992)]:

$$P = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^s \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij} \right)^2 \quad 4-5$$

$$Q = \sum_{i=1}^s \frac{1}{n_i} \left(\sum_{j=1}^{n_i} x_{ij} \right)^2 \quad 4-6$$

$$R = \sum_{i=1}^s \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij}^2 \quad 4-7$$

In dieser Simulation bedeuten $s = 7$ (Gruppen), $n_i = 5$ (Anzahl der Elemente in Gruppen i) und $n = 35$ (Gesamtanzahl).

Die Entscheidungsregel ist:

Die Hypothese $H_0: \mu_1 = \mu_2 = \dots = \mu_s$ ist zu verwerfen, falls Ungleichung 4-8 erfüllt ist.

$$F = \frac{(Q - P)/(s - 1)}{(R - Q)/(n - s)} > F_{s-1, n-s, \alpha} \quad (\text{nachher}) \quad 4-8$$

Die konkrete Analyse ist in Tabelle 4-5 dargestellt.

Tabelle 4-5: Ergebnisse der MCS (1)

Gruppe	Anzahl	Sicherheitsindex β					$\sum x_{ij}$	$(\sum x_{ij})^2/n_i$	$\sum x_{ij}^2$
		I	II	III	IV	V			
A ₁	1000	3,290	3,254	3,333	3,318	3,254	16,449	54,117	54,122
A ₂	2000	3,156	3,290	3,253	3,301	3,265	16,264	52,902	52,916
A ₃	3000	3,359	3,272	3,244	3,221	3,231	16,327	53,314	53,327
A ₄	4000	3,245	3,274	3,291	3,266	3,204	16,280	53,009	53,014
A ₅	5000	3,208	3,258	3,244	3,255	3,258	16,222	52,631	52,633
A ₆	6000	3,217	3,241	3,248	3,238	3,257	16,202	52,499	52,500
A ₇	10000	3,253	3,257	3,274	3,274	3,241	16,299	53,129	53,130
							P=	Q=	R=
							371,5945	371,6025	371,6414

Daraus ergibt sich:

$$F_{\alpha}(s-1, n-s) = F_{0,05}(6, 28) = 2,45$$

$$F = \frac{(Q - P)/(s - 1)}{(R - Q)/(n - s)} = \frac{(0,008)/(7 - 1)}{(0,0389)/(35 - 7)} = 0,96 < F_{\alpha=5\%}$$

Wegen $F < F_{0,05}(6, 28)$ wäre die Nullhypothese H_0 selbst auf dem 5%-Niveau nicht abgelehnt worden. Daraus folgt, dass die Ergebnisse bei einer unterschiedlichen Simulationsanzahl zwischen 1.000 und 10.000 auf dem gleichen Niveau bleiben (vgl. Tabelle 4-5 und Bild 4-4).

Nun lässt sich der Mittelwert und die Standardabweichung von β jeder Gruppe analysieren. Die Werte in Tabelle 4-6 für den „S 235-C 20-H75“ kommen aus Tabelle 4-5:

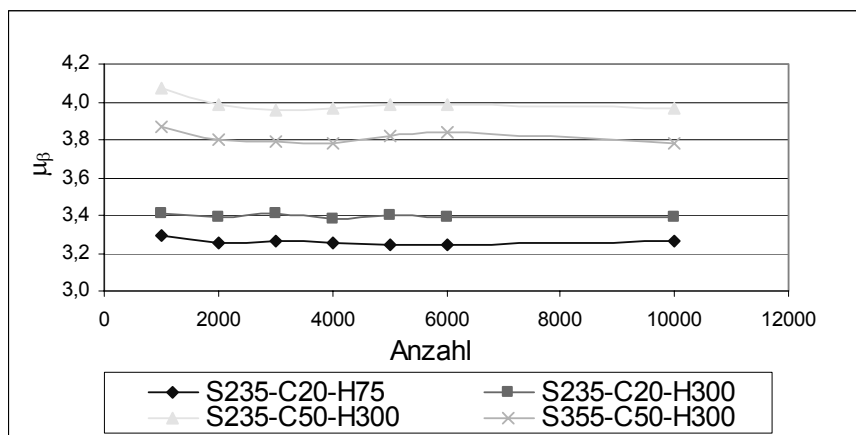
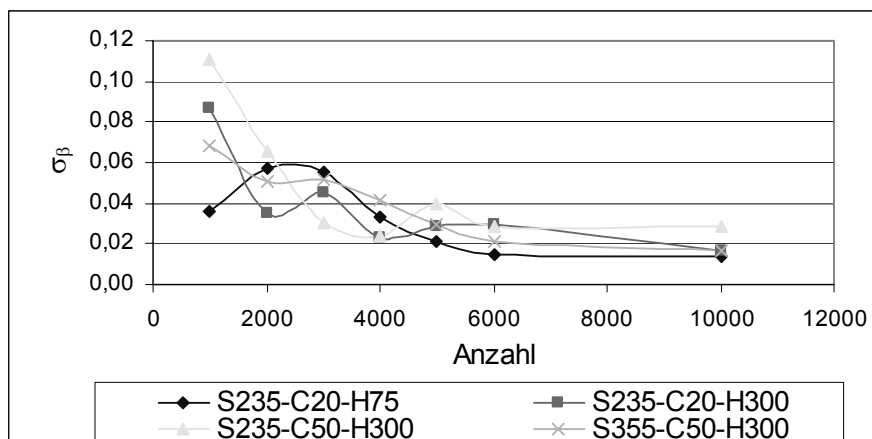
$$\mu_{\beta i} = \frac{1}{5} \sum_{j=1}^5 \beta_{ij} \quad (i = 1 \text{ bis } 7) \quad 4-9$$

$\sigma_{\beta i}$ ist die entsprechende Standardabweichung von β in der Gruppe „i“.

Tabelle 4-6: Ergebnisse der MCS (2)

Anzahl	S235-C20-H75		S235-C20-H300		S235-C50-H300		S355-C50-H300	
	$\mu_{\beta i}$	$\sigma_{\beta i}$	$\mu_{\beta i}$	$\sigma_{\beta i}$	$\mu_{\beta i}$	$\sigma_{\beta i}$	$\mu_{\beta i}$	$\sigma_{\beta i}$
1000	3,290	0,036	3,410	0,086	4,074	0,111	3,872	0,068
2000	3,253	0,058	3,391	0,035	3,987	0,066	3,801	0,050
3000	3,265	0,056	3,406	0,045	3,958	0,030	3,795	0,052
4000	3,256	0,033	3,379	0,023	3,970	0,024	3,780	0,041
5000	3,244	0,021	3,402	0,028	3,988	0,039	3,821	0,030
6000	3,240	0,015	3,394	0,030	3,987	0,028	3,836	0,022
10000	3,260	0,014	3,393	0,016	3,966	0,028	3,782	0,017

Aus dem Bild 4-5 lässt sich erkennen, dass eine Anzahl von 5000 Simulationen genau genug ist. In dieser Arbeit werden 10.000 Simulationen für die Kalibrierung auf der Querschnittsebene und 5000 Simulationen für die Einflussanalyse der Variablen ausgewählt.

Bild 4-4 Einfluss der Simulationsanzahl auf den Mittelwert μ_{β} Bild 4-5 Einfluss der Simulationsanzahl auf die Standardabweichung σ_{β}

4.4 Parameterstudie geometrischer Eigenschaften

4.4.1 Überblick

Generell nimmt man an, dass die Variabilität geometrischer Parameter im Vergleich zur Einwirkung bzw. den Materialeigenschaften klein ist und deshalb vernachlässigt werden kann. In [ISO 2394 10th Draft (1993)] und [DIN 1055-100 (2001)] ist festgelegt, dass dieser geometrische Parameter als stochastische Variable (DIN1055-100 mit ungünstiger Abweichung $\pm \Delta a$) mitgerechnet werden soll, wenn die Variabilität eines geometrischen Parameters die Funktion oder Beanspruchbarkeit eines Tragwerks deutlich beeinflusst. In diesem Abschnitt wird untersucht, welche geometrischen Parameter stochastisch wichtig und welche unwichtig ist.

4.4.2 Der Einfluss der Betonplattenbreite auf den Sicherheitsindex

Die hier betrachtete Betonplattenbreite ist die wirksame Plattenbreite. Ihren Einfluss auf den Sicherheitsindex aus Bild 4-6 zu ermitteln ist schwierig, weil die Tendenz der Linien in diesem Bild schwer zu erkennen ist. Eine Schätzung ist, dass ein Querschnitt mit einer sehr breiten Betonplatte eine geringe Standardabweichung der Breite besitzt, weil die Toleranz Δ der Betonplatte gleich ist.

Deutlich herauszulesen ist aber, dass in einem so breiten Berechnungsbereich der Unterschied von β ungefähr 0,4 ist. Bei üblichen Plattenbreiten sollte diese Änderung $\Delta\beta$ keinen großen Einfluss haben, d.h. die Streuung dieses Faktors beeinflusst β nur geringfügig.

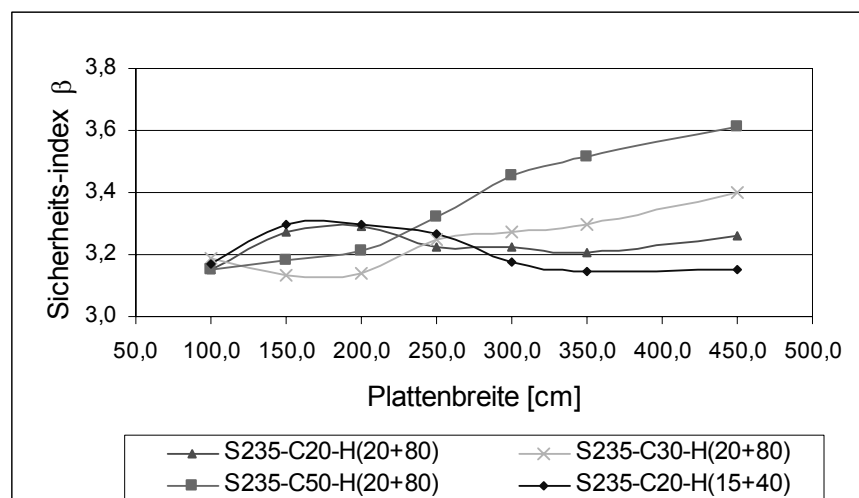


Bild 4-6 Einfluss der Betonplattenbreite auf den Sicherheitsindex

4.4.3 Der Einfluss der Betonplattendicke auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss der Betonplattendicke auf den Sicherheitsindex β ist bei dünner Betonplatte groß, bei dicker Betonplatte hingegen gering. Die Ursache dieses Ergebnisses ist vermutlich der Variationskoeffizient der Betonplattendicke.

In Tabelle 3-8 ist die Standardabweichung der Betonplatte 12 mm. Bei einer dünnen Platte ist der Variationskoeffizient deutlich größer als bei einer dicken Platte (10 cm - 12%; 30 cm - 4%).

Um diese Annahme zu beweisen, wurden Verbundquerschnitte mit den Stahlprofilen HEA200 bis HEA800 berechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4-7 dargestellt. Die Beiwerte ω und δ in Tabelle 4-7 ermitteln sich nach den Gleichungen 4-10 und 4-11.

$$\omega = \frac{A_a \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \quad 4-10$$

$$\delta_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} \quad 4-11$$

Hierbei: A_a, A_c Querschnittsfläche des Baustahls und Betons
 f_y, f_c Bemessungswert der Festigkeit von Baustahl und Beton
 $\delta_R, \sigma_R, \mu_R$ Variationskoeffizient, Standardabweichung und Mittelwert der Querschnittstragfähigkeit

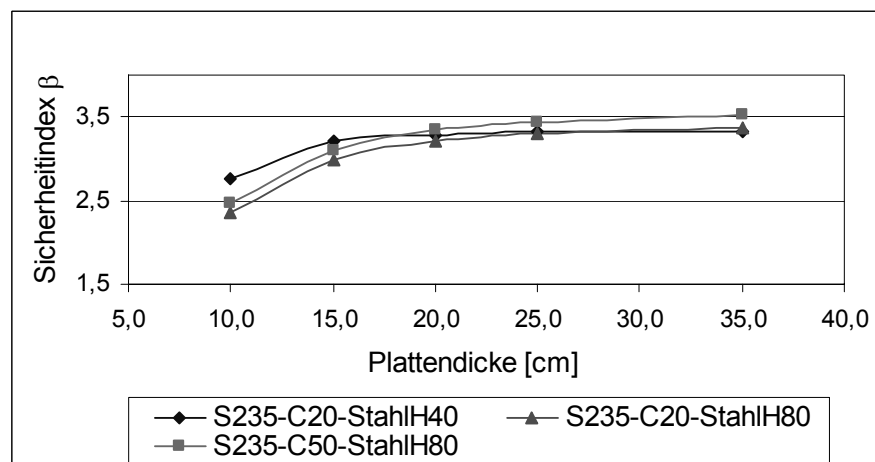


Bild 4-7 Einfluss der Betonplattendicke auf den Sicherheitsindex

Tabelle 4-7: Einfluss der Betonplattenhöhe

Platte	HEA200		HEA300		HEA450		HEA600		HEA800	
cm	ω	δ	ω	δ	ω	δ	ω	δ	ω	δ
50x50									1,34	6,8%
250x10	0,25	8,1%	0,53	8,9%	0,84	10,2%	1,06	11,2%	1,34	11,8%
250x15	0,17	6,2%	0,35	6,4%	0,56	6,9%	0,71	7,4%	0,90	7,8%
250x20	0,13	6,0%	0,27	5,6%	0,42	5,9%	0,53	6,2%	0,67	6,5%
250x25	0,10	5,9%	0,21	5,3%	0,33	5,5%	0,42	5,6%	0,54	5,7%
250x40									0,34	5,2%

Die Abmessung der Betonplatte in Tabelle 4-7 ist Breite mal Höhe (z.B. 250x10). Für jeden Querschnittstyp verkleinert sich bei der Vergrößerung der Betonplattenabmessungen die Standardabweichung δ_R . Der HEA800 wird zusätzlich mit den Betonplattenabmessungen 50x50 und 250x40 cm berechnet. Damit soll gezeigt werden, dass die Betonhöhe wirklich eine wichtige Rolle spielt (vgl. Bild 4-8). Dagegen beeinflusst ω die Standardabweichung δ nur geringfügig.

Dieser Faktor kann auf jeden Fall nicht vernachlässigt werden. Aus der Sicht des Sicherheitskonzepts betrachtet, ist eine dickere Betonplatte besser als eine dünnere.

Wenn sie dick genug ist, ist der Einfluss wieder geringer, weil die Dehnungsnulllinie des Querschnitts dann normalerweise in der Betonplatte liegt und sie dadurch die Höhe der Druckzone nicht beeinflusst.

Das Ergebnis zeigt auch, dass die Toleranz der Betonplattendicke bei dünnen Platten streng kontrolliert werden sollte.

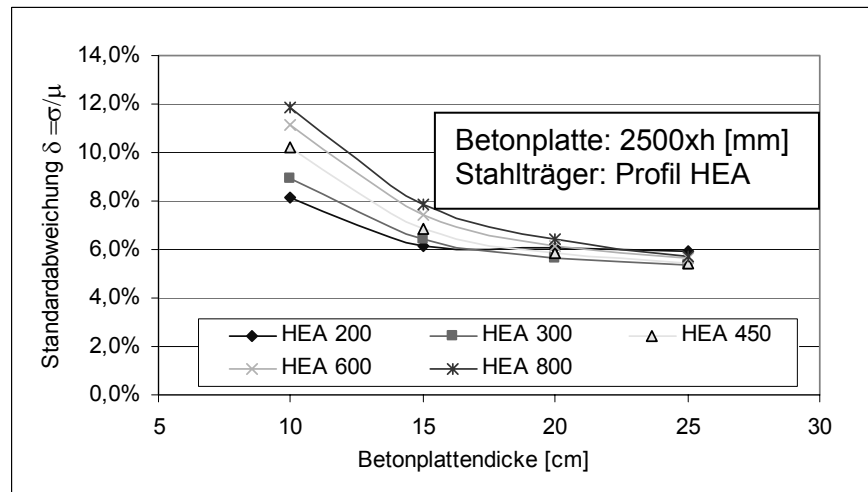


Bild 4-8 Betonplattendicke - Standardabweichung von den Biegemomenten des Verbundquerschnitts mit HEA-Profil

4.4.4 Der Einfluss der Steghöhe des Stahlträgers auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss der Steghöhe des Stahlträgers auf den Sicherheitsindex ist nach Bild 4-9 außer beim Beton C 20 gering. Selbst für den Beton C 20 ist der Unterschied von β kleiner als 0,5. Die Schwankung dieses Faktors ist also vernachlässigbar.

Das ungewöhnliche Verhalten des Betons C 20 im Bild 4-9 wird in Abschnitt 4.5.1 erklärt.

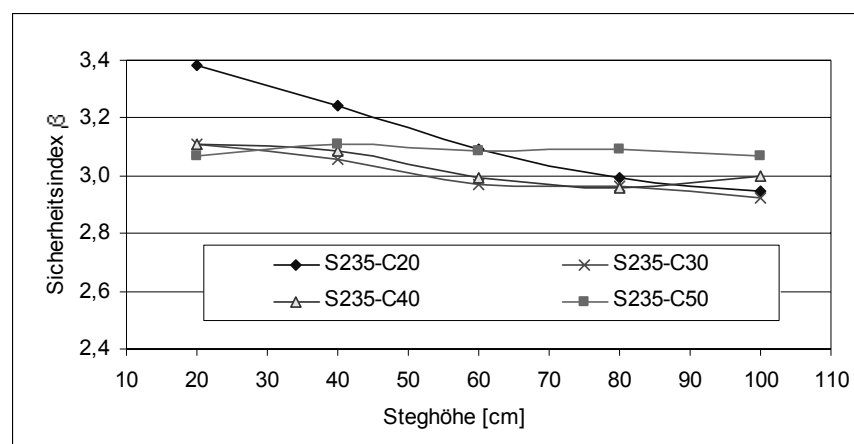


Bild 4-9 Einfluss der Steghöhe des Stahlträgers auf den Sicherheitsindex

4.5 Sensitivitätsanalyse der Parameterstudie für den Beton

4.5.1 Der Einfluss der Betonarten auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss der Betonarten auf den Sicherheitsindex ist aus den Bildern 4-6 und 4-9 klar zu erkennen. Die Beeinflussung schwankt in Abhängigkeit der Betonplattenbreite und Stahlträgerhöhe. Wie in Abschnitt 4.3.1 erläutert wurde, ist die Schwankung von β normalerweise kleiner als 0,5. Der Einfluss der Betonarten auf den Sicherheitsindex ist daher gering.

Der Grund der Schwankungen der Betonarten liegt in der Differenz zwischen dem Mittelwert f_{cm} und dem Charakteristischen Wert f_{ck} der Betondruckfestigkeit. Die Verhältnisse σ / f_{ck} von verschiedenen Betontypen werden mit der Beziehung von den Verhältnissen zwischen Druckdehnung und Bruchdehnung ($\varepsilon / \varepsilon_{cu1}$) des Betons in Bild 4-10 dargestellt. Das Bild zeigt, dass der Beton C 20 den größten Unterschied aufweist.

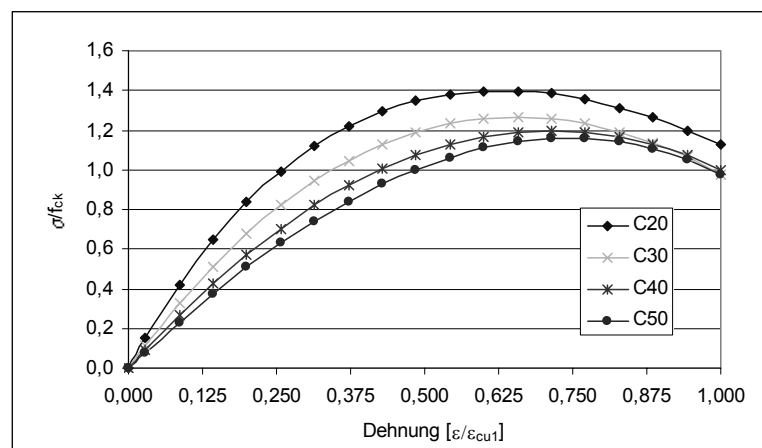


Bild 4-10 Vergleich der Spannungs-Dehnungslinie in Prozent für Beton (C20 – C50)

Der Grund der Schwankungen in Abhängigkeit der Stahlträgerhöhe wird in Tabelle 4-8 beispielhaft für C 20 berechnet und in Bild 4-11 für Betone C 20 bis C 50 grafisch dargestellt. Hinsichtlich der Modellierung des Betons wird zwischen den nichtlinearen Ansatz nach Kapitel 3.1.1 und dem Parabel-Rechteck-Ansatz nach EC 4 unterschieden. Dabei ist zu beachten, dass die nichtlineare Berechnung nach EC 2 mit rechnerischen Mittelwerten der Betondruckfestigkeit operiert während EC 4 charakteristischer Werte der Materialkenngrößen verwendet. „ Z_{pl} “ in der Tabelle ist die Druckzonenhöhe im Beton.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Verhältnisse der Biegemomente aus nichtlinearen Berechnungen und aus Berechnungen nach EC 4 T 1-1 für die Betone C 30, C 40 und C 50 geringer, für den Beton C 20 hingegen stärker von der Trägerhöhe abhängen.

Tabelle 4-8: Vergleich der Biegemomente aus nichtlinearen Berechnungen und aus Berechnungen nach EC 4

Betonplatte: 250x15 cm Stahlträger: 300x20-(h-40)x10-300x20 mm							
Stahlträger- höhe h [cm]	Trägerzug- kraft ($f_y=283$) [kN]	EC 4		Beton EC 2, Stahl konstant			S235-C20
		Z_{pl} [cm]	M_{pl} [kNm]	Z_{pl} [cm]	Hebelarm [cm]	M_{pl} [kNm]	Verhältnis
20	3848,80	10,255	577,0	7,202	22,016	847,0	1,468
40	4414,80	11,763	970,0	8,261	31,578	1394,0	1,437
60	4980,80	13,271	1443,0	9,320	41,139	2049,0	1,420
80	5546,80	14,779	1994,0	10,379	50,700	2812,0	1,411

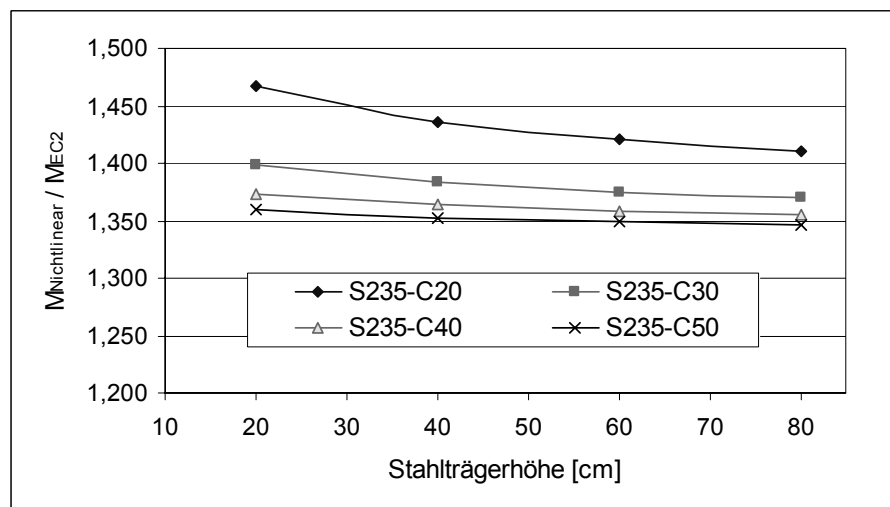


Bild 4-11 Vergleich der Biegemomente entsprechend Beton nichtlinearer Berechnung nach EC 2 und mit deterministischen Materialkenngrößen nach EC 4

4.5.2 Der Einfluss des E-Moduls des Betons auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss des E-Moduls des Betons auf den Sicherheitsindex ist nach Bild 4-12 gering. Die Schwankungen dieses Faktors können deshalb vernachlässigt werden.

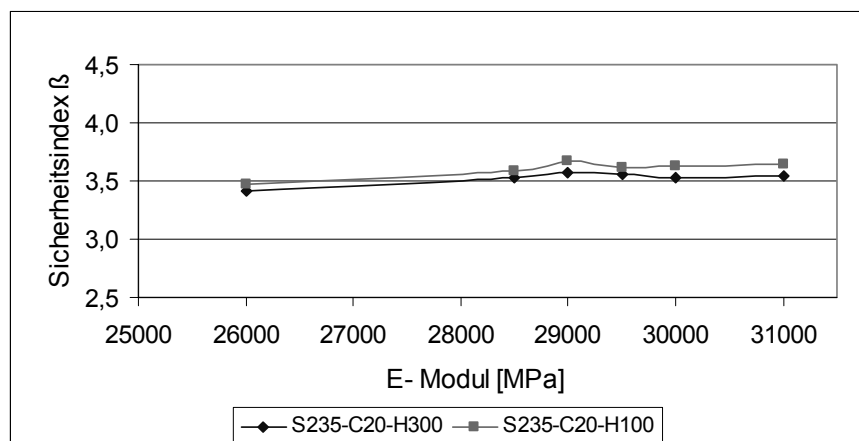


Bild 4-12 Einfluss des E-Moduls des Betons auf den Sicherheitsindex

4.5.3 Der Einfluss der Druckfestigkeit f_{cm} des Betons auf den Sicherheitsindex

Die Tendenz des Einflusses der Druckfestigkeit f_{cm} des Betons auf den Sicherheitsindex ist nach Bild 4-13 deutlich zu kennen. Die Schwankung dieses Faktors ist zu berücksichtigen.

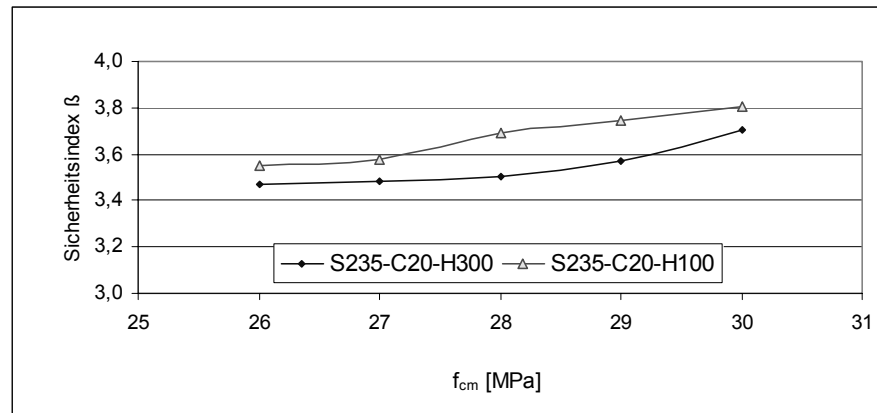


Bild 4-13 Einfluss der Druckfestigkeit f_{cm} des Betons auf den Sicherheitsindex

Das Beispiel im Bild 4-13 ist mit einem Beton C 20 berechnet worden. Die Mittelwerte der Druckfestigkeit f_{cm} für einen C 16 und einen C 25 sind 24 MPa und 33 MPa. Deswegen ist hier ein Bereich zwischen [26, 30] MPa gewählt worden. Das heißt, wenn $f_{cm} < 26$ MPa ist, gehört es zu einem C 16, wenn $f_{cm} > 30$ MPa ist, gehört der Wert zu einem C 25.

4.5.4 Der Einfluss der Bruchdehnung des Betons auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss der Bruchdehnung des Betons auf den Sicherheitsindex ist nach Bild 4-14 sehr gering. Die Variabilität dieses Faktors kann deshalb vernachlässigt werden.

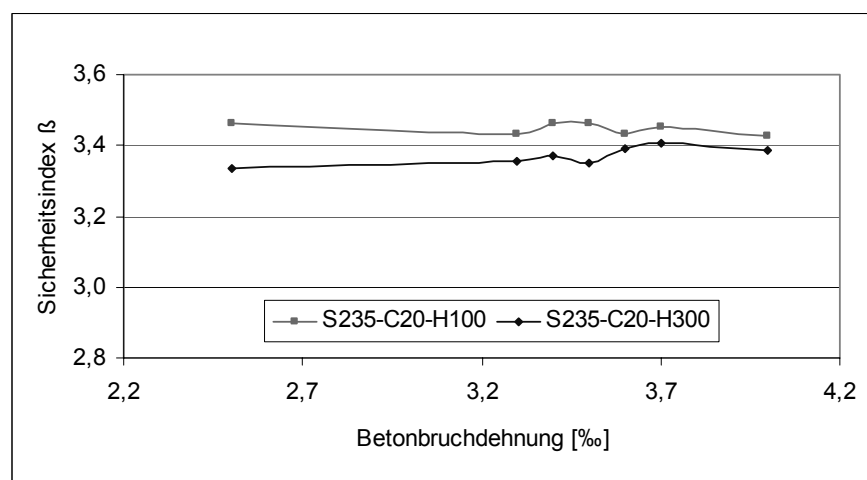


Bild 4-14 Einfluss der Bruchdehnung des Betons auf den Sicherheitsindex

4.6 Sensitivitätsanalyse des Betonstahls

Der Einfluss der Bewehrung auf den Sicherheitsindex des Parameters ist bei Stahlbetonbauteilen schon hinreichend erforscht worden. Die statistischen Eigenschaften sind auch bereits festgelegt worden. Deswegen wird auf eine Herleitung im Rahmen dieser Arbeit nicht mehr eingegangen. Alle Parameter außer der Bruchdehnung des Betonstahls sind von [Six (2002)] und [König/Ahner (2000)] entnommen worden.

Nach Bild 4-20 ist die Baustahlbruchdehnung $\varepsilon_u > 10\%$ für die Querschnittssicherheit unbedeutend. Nach [König/Tue (1998)], DIN 1045-1 und EC 2 ist für hochduktile Betonstabstähle $\varepsilon_{uk} > 5\%$ und das Verhältnis zwischen der Zugfestigkeit f_t und der Fließgrenze f_y $f_t/f_y \geq 1,08$. Hier wurde $\varepsilon_{uk} > 15\%$ angenommen, damit der Baustahl ausgenutzt werden kann, und der Quotient f_t/f_y zu 1,1 gewählt.

4.7 Sensitivitätsanalyse des Baustahls

4.7.1 Der Einfluss der Baustahlart auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss der Baustahlart auf den Sicherheitsindex ist aufgrund des Unterschieds zwischen dem Mittelwert der Streckgrenze f_{ym} und der charakteristischen Streckgrenze f_{yk} zu berücksichtigen (vgl. Bild 4-15 und 4-16). Die Verhältnisse zwischen f_{ym} und f_{yk} sind:

Für einen S 235 $f_{ym} / f_{yk} = 283,3/235 = 1,206$

Für einen S 355: $f_{ym} / f_{yk} = 402/355 = 1,132$

Das bedeutet, dass für verschiedene Baustähle unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte γ benötigt werden. Der Einfluss der Baustahlart auf das Sicherheitsniveau ist groß.

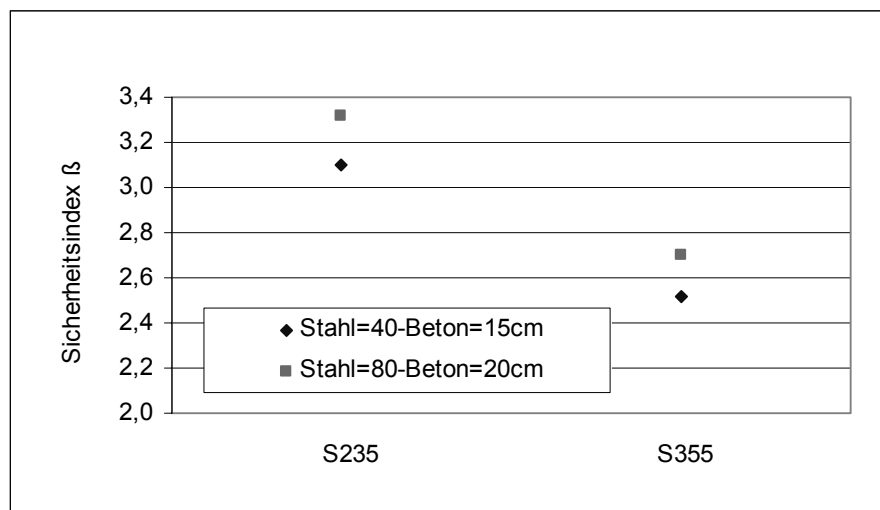


Bild 4-15 Einfluss der Baustahlart auf den Sicherheitsindex (Betongüteklasse C 50)

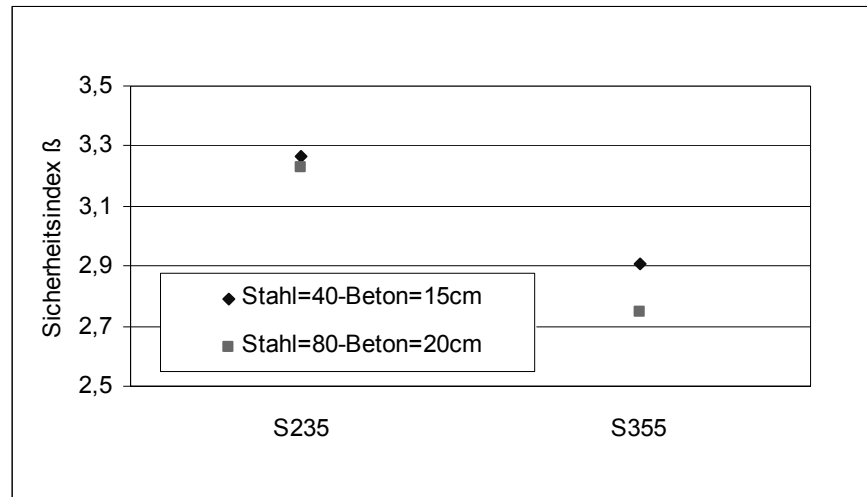


Bild 4-16 Einfluss der Baustahlart auf den Sicherheitsindex (Betongüteklasse C 20)

4.7.2 Der Einfluss des E-Moduls von Baustahl auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss des E-Moduls von Baustahl auf den Sicherheitsindex ist gering (vgl. Bild 4-17). Die Schwankung dieses Faktors kann vernachlässigt werden.

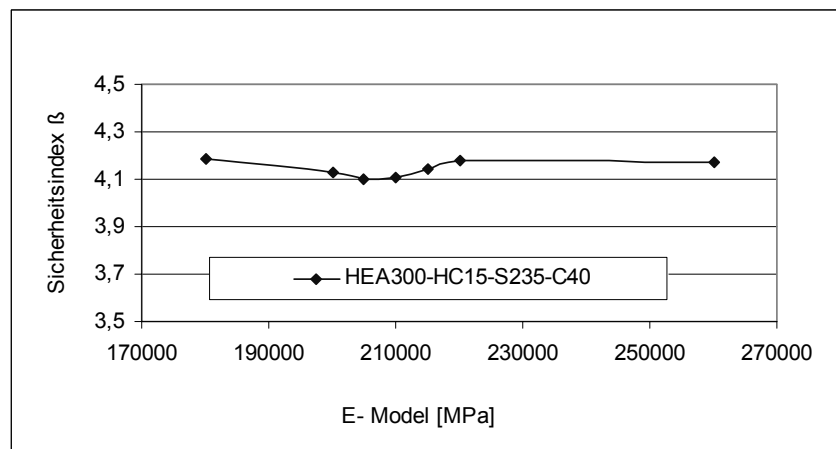


Bild 4-17 Einfluss des E-Moduls von Baustahl auf den Sicherheitsindex

Die Ursache ist durch die Spannungs-Dehnungslinie im Bild 4-18 zu erklären.

Wenn sich der E-Modul des Stahls ändert, wie im Bild 4-18 links zu sehen ist, dann ändert sich die Spannung im Querschnitt (vgl. Bild 4-18 rechts). Die Dehnung des Querschnitts bleibt gleich. Außerdem wird wegen der Erhöhung des E-Moduls des Baustahls eine im Verhältnis zur vorhandenen Spannung sehr kleine Zusatzspannung δ_F erzeugt. Für die Änderung des E-Moduls des Betons verhält es sich genauso. (vgl. Bild 4-12)

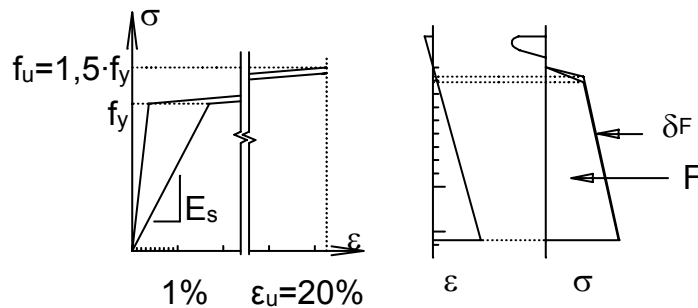


Bild 4-18 Eine Änderung des E-Moduls des Stahls erzeugt kleine Zusatzspannungen δ_F

4.7.3 Der Einfluss der Streckgrenze f_y des Baustahls auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss der Streckgrenze f_y des Baustahls auf den Sicherheitsindex ist im Bild 4-19 deutlich zu erkennen.

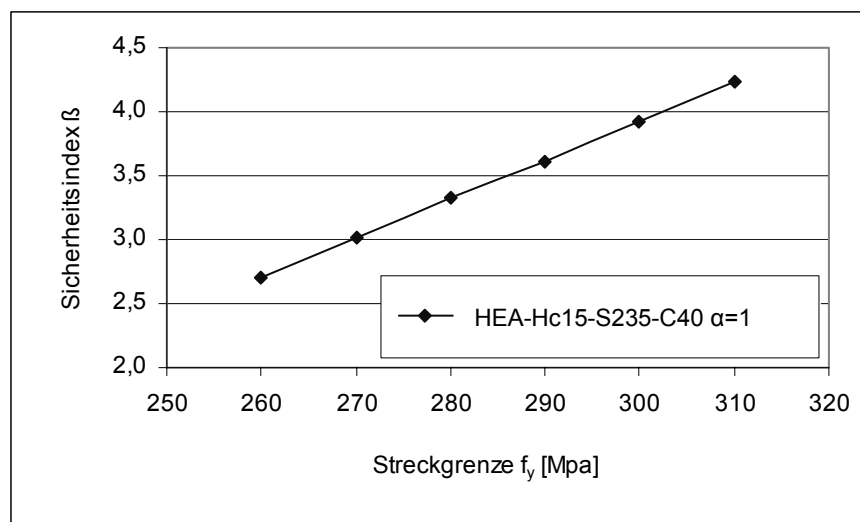


Bild 4-19 Einfluss der Streckgrenze f_y des Baustahls auf den Sicherheitsindex

4.7.4 Der Einfluss der Bruchdehnung des Baustahls auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss der Bruchdehnung des Baustahls auf den Sicherheitsindex auf der Querschnittsebene ist groß (Bild 4-20). Nach Bild 4-20 können die folgenden Aussagen getroffen werden:

1. Die Stahlverfestigung beeinflusst β unter einer kleinen Stahlbruchdehnung stärker als unter einer großen Stahlbruchdehnung. Wenn die Stahlbruchdehnung ϵ_u größer als 10% ist, beeinflusst sie den Sicherheitsindex β nicht mehr.

Diese Ursache ist im Bild 4-21 dargestellt. Der Faktor „x“ im Bild 4-21 beschreibt die Änderung der Stahlverfestigung. Bei kleiner Stahlbruchdehnung ist die Änderung der Spannungsfläche (schraffiert gezeichnet) deutlich größer als bei größerer Stahlbruchdehnung unter gleicher Dehnung. Weiterhin ergibt sich auch, dass die Standardabweichung des Biegemoments vom Querschnitt unter einer kleinen Stahlbruchdehnung größer als die Standardabweichung unter einer

größeren Stahlbruchdehnung ist. Diese Annahme wird in Tabelle 4-9 durch zwei Berechnungsergebnisse belegt. Dieses Phänomen ist auch im Bild 4-22 schematisch dargestellt. Wenn die Stahlbruchdehnung $\varepsilon_u > 10\%$ ist, fällt dieses Phänomen deutlich kleiner aus.

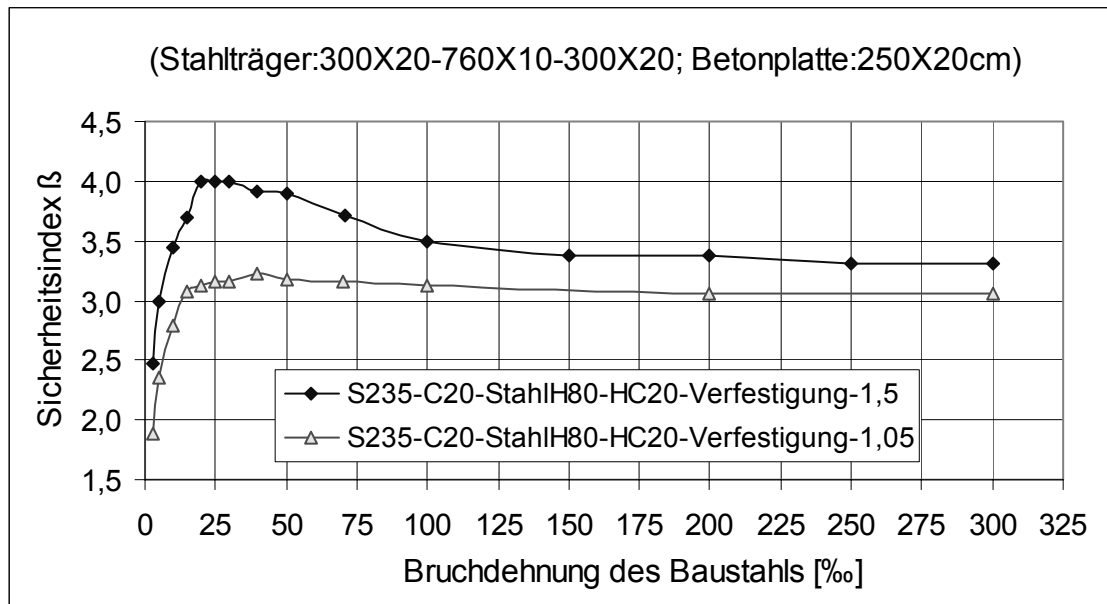


Bild 4-20 Einfluss der Bruchdehnung des Baustahls auf den Sicherheitsindex

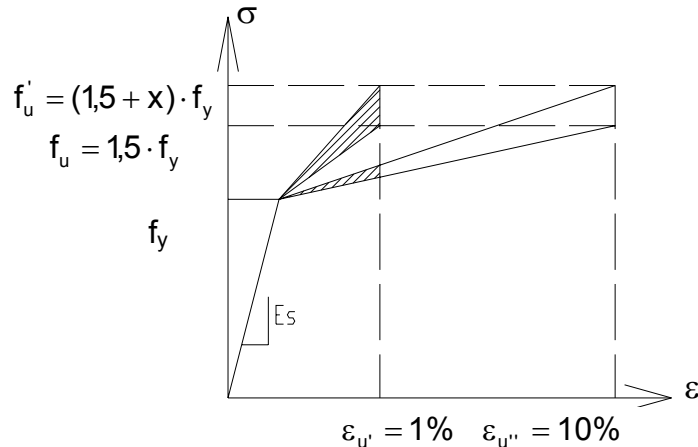


Bild 4-21 Schematische Darstellung der Einflussgrads Bruchdehnung auf den Sicherheitsindex β

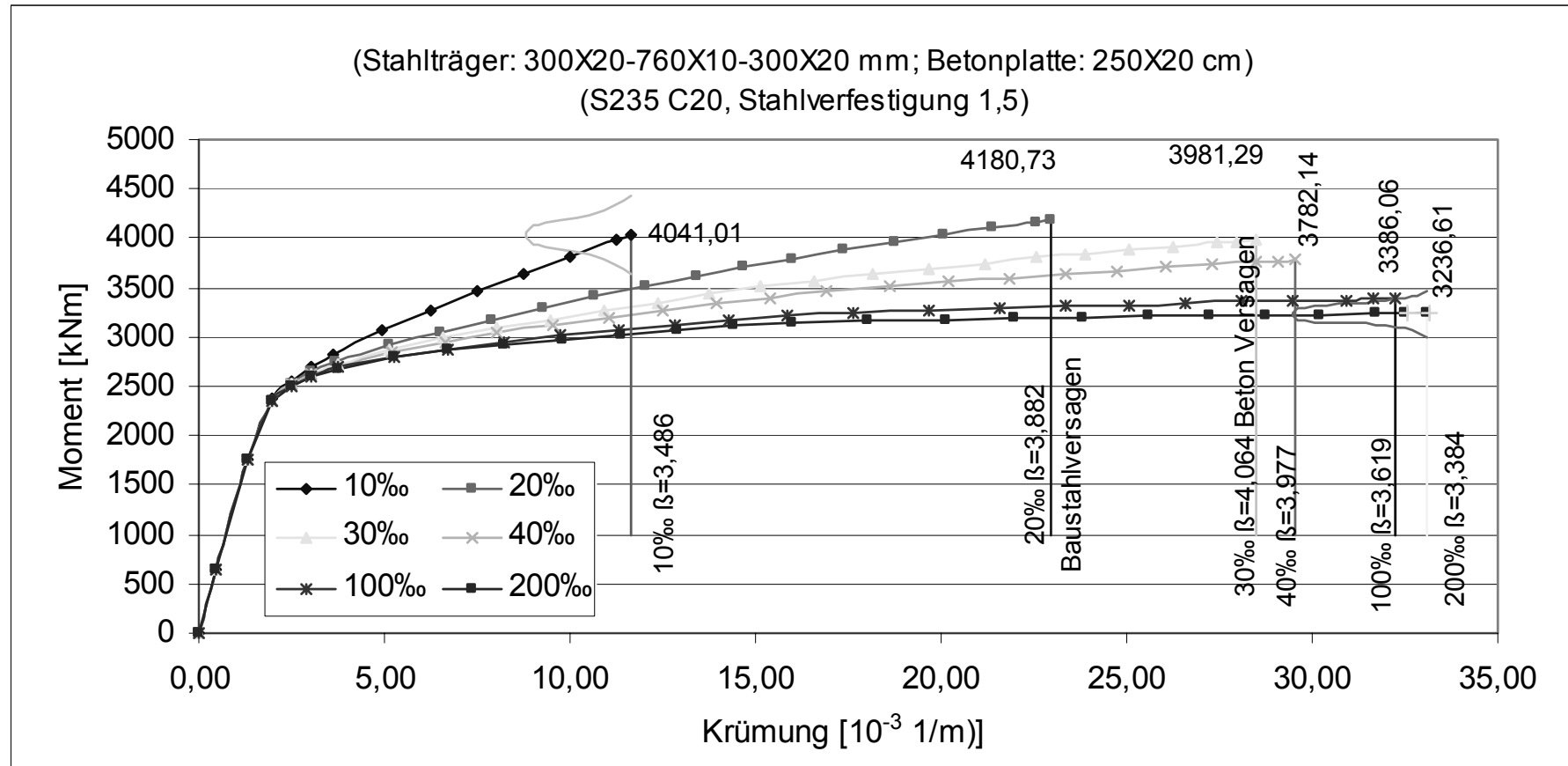
- Bei $\varepsilon_u \approx 2,5\%$ hat der Sicherheitsindex β einen maximalen Wert.

Die Ursache ist, dass bei einer kleinen Stahlbruchdehnung der Baustahl zuerst versagt (vgl. Bild 4-22) und der Beton dabei nicht ausgenutzt wird. Wenn sich die Stahlbruchdehnung vergrößert, vergrößert sich das Biegemoment des Querschnitts. Daraus resultiert, dass sich der Sicherheitsindex β auf der Querschnittebene vergrößert. Wenn die Stahlbruchdehnung groß genug ist, versagt der Beton, und das maximale Biegemoment ist erreicht (vgl. Bild 4-22). Bei diesem Zustand ist der Sicherheitsindex β des Querschnitts am größten. Wenn sich die Stahlbruchdehnung noch weiter vergrößert, kann keine weitere

Steigerung der Querschnittswiderstandsfähigkeit erreicht werden. Das aufnehmbare Biegemoment nimmt wieder ab. Dadurch verringert sich der Sicherheitsindex β des Querschnitts auch wieder (vgl. Bild 4-20 und 4-22).

Tabelle 4-9: Abhängigkeit der Standardabweichung von der Bruchdehnung

Bruchdehnung		10 ‰			200 ‰		
Verfestigung α		Ohne	1,05	1,5	Ohne	1,05	1,5
H = 100 cm (S 235 C 20)	R_{μ} [kNm]	20040,48	21426,73	25120,98	20038,78	20123,62	20427,72
	σ_R [kNm]	1075,73	1597,82	2296,10	1086,04	1074,86	1123,93
	δ ‰	5,37	7,46	9,14	5,42	5,34	5,50

Bild 4-22 M- κ unter verschiedenen Baustahlbruchdehnungen (S 235 C 20, Baustahlverfestigung 1,5)

4.7.5 Der Einfluss der Verfestigung des Baustahls auf den Sicherheitsindex

Der Einfluss der Verfestigung des Baustahls auf den Sicherheitsindex ist groß, hängt aber von der Bruchdehnung des Baustahls und der Baustoffart ab (vgl. Bild 4-20 und 4-23). Der Wert dieses Parameters sollte deshalb so genau wie möglich modelliert werden.

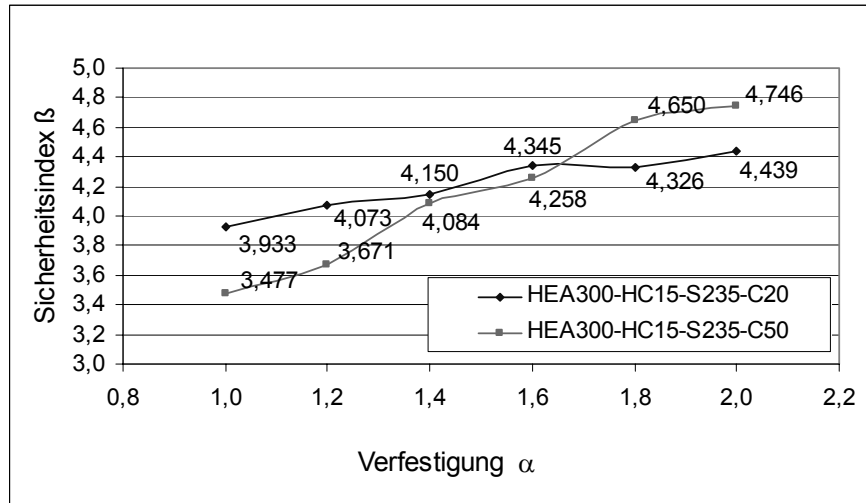


Bild 4-23 Einfluss der Verfestigung des Baustahls auf den Sicherheitsindex

4.8 Zusammenstellung der zu untersuchenden Parameter

Der Einfluss auf den Sicherheitsindex durch die bisher untersuchten Parameter ist in Tabelle 4-10 zusammengefasst worden.

Tabelle 4-10: Zusammenstellung der Einflussparameter auf den Sicherheitsindex

Einflussparameter		Einfluss
Beton	Arten	gering
	f_c	groß
	ε_{cu}	gering
	E	gering
Baustahl	Arten	groß
	$f_{ay}(S\ 235/355)$	groß
	ε_u	kein ($\varepsilon_u > 10\%$)
	Verfestigung α	groß
	E	gering
Betonplatten-abmessung	Höhe	gering +Mindestwert
	Breite	gering
Stahlbauteil-abmessung	Steghöhe	gering
	Stegbreite	gering
	Flanschbreite	gering

5 Erforderlicher Sicherheitsbeiwert und Kalibrierung auf Querschnittsebene

5.1 Eingrenzung des Bearbeitungsumfangs

Ein Verbundquerschnitt kann in vier Klassen eingeteilt werden. Die Biegemomententragfähigkeit von Verbundquerschnitten der Klasse 1 und 2 wird unter Ansatz plastischer Querschnittstragfähigkeit berechnet. Bei Klasse 3 und 4 muss neben dem elastischen Verhalten auch das Beulen berücksichtigt werden. Die Querschnittsklassen 3 und 4 sind bei Trägern im üblichen Hochbau i.A. uninteressant [Bode (1998)]. Daher werden Klasse 3 und 4 nachfolgend nicht weiter behandelt.

Die statische Berechnung vom Durchlaufträgern mit Verbundquerschnitten der Klasse 1 erfolgt in dieser Arbeit mit Hilfe der Fließgelenktheorie. Bei Systemen mit Verbundquerschnitten der Klasse 2 wird eine elastische Berechnung mit Umlagerung durchgeführt. Die auf Grundlage der Elastizitätstheorie (ohne Rissbildung) ermittelten Stützmomente dürfen für Verbundquerschnitte der Klasse 2 bei einer Umlagerung um höchstens -30% vermindert oder um +10% erhöht werden.

5.2 Kalibrierung eines neuen Sicherheitsformates auf Querschnittsebene

5.2.1 Betrachtete Querschnittstypen

Ein typisches Beispiel eines in dieser Arbeit betrachteten Querschnitts ist ein Verbundquerschnitt mit dem Stahlprofil HEA 450. Für die Kalibrierung wurden insgesamt Verbundquerschnitte mit den Stahlprofiltypen HEA 200 bis HEA 800 herangezogen.

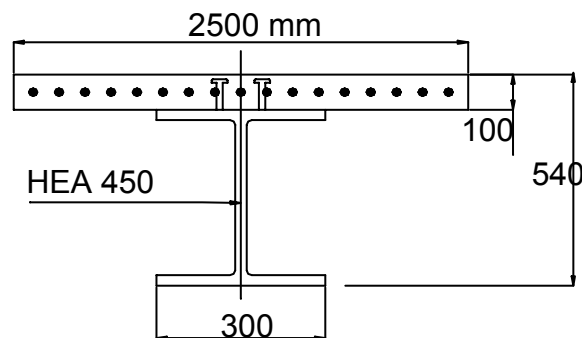


Bild 5-1 Beispielquerschnitt Profil HEA 450 [mm]

Alle für die Berechnungen benötigten Werte sind in Tabelle 5-1 dargestellt.

Tabelle 5-1: Baustoff-, Last- und Geometrieangaben für die Beispielrechnungen

Baustoff (charakteristische Werte)	Betonplatte	C 30 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	Stahlträger	S 235 $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$ ¹⁾
	Betonstahl	S 500 $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$
	Verbund	starrer Verbund
Einwirkung (ständige Lasten, charakteristische Werte)	Betonplatte	6,25 kN/m
	Stahlträger	1,40 kN/m
	Kammerbeton	2,90 kN/m
	Bodenbelag	1,4 kN/m
	Summe	12,15 kN/m
Bemessungs- werte	ständige Lasten	$1,35 \cdot 12,15 = 16,40 \text{ kN/m}$
	Nutzlast	$1,5 \cdot 11,88 = 17,82 \text{ kN/m}$
Querschnitts- geometrie:	mitwirkende Breite b_{eff} (Feldbereich)	2,50 m
	mitwirkende Breite b_{eff} (Stützbereich)	2,43 m

¹⁾ Die Werte der Tabelle 5-1 außer f_{yk} wurden aus [Lange (2001)] entnommen. Lange hat $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ angenommen.

5.2.2 Theoretische Ableitung und erforderlicher Sicherheitsbeiwert auf der Querschnittsebene

Die Bemessungsbedingung aus EC 4 kann auf der Querschnittebene entsprechend in Gleichung 5-1 formuliert werden.

$$Z = R_d - S_d \geq 0 \quad 5-1$$

Auf Grundlage dieser Gleichung ergibt sich der Sicherheitsindex auf der Querschnittebene zu:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (\text{Annahme: Einwirkungen und Widerstände sind normalverteilt})$$

Weiterhin erhält man das Verhältnis γ_{Global} zwischen den Mittelwerten μ_R und μ_S :

$$\gamma_{Global} = \frac{\mu_R}{\mu_S} = \frac{1 + \beta \cdot \sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2} - \beta^2 \cdot \delta_R^2 \cdot \delta_S^2}{1 - \beta^2 \cdot \delta_R^2} \quad 5-2$$

Mit: μ_R, μ_S Mittelwert von Widerstand R und Einwirkung S

δ_R, δ_S Standardabweichung von Widerstand R und Einwirkung S

Mit dem gewählten Sicherheitsindex $\beta = 4,7$ kann der zugehörige Sicherheitsbeiwert γ_{Global} zwischen den Mittelwerten von Widerstand R und Einwirkung S mit Hilfe der Gleichung 5-2 leicht ermittelt werden.

Wenn man als Bemessungsbedingung $\gamma > \gamma_{Global}$ nach Gleichung 5-2 einführen würde, wäre eine Berechnung einfach und der zufällige Sicherheitsbeiwert direkt in

der Bemessungsgleichung enthalten. Es könnte bereits „Sicherheit Level II“ genannt werden, da γ_{Global} einer Versagenswahrscheinlichkeit entspricht (vgl. Bild 2-1).

Das Problem liegt jedoch darin, dass die Nutzlast durch eine Gumbelverteilung idealisiert wird. Hier ist der Variationskoeffizient der Einwirkung δ_s nicht ohne weiteres zu berechnen.

Um dieses Problem lösen zu können, wird die Bemessungsgleichung auf der Querschnittsebene wie folgt beschrieben:

$$R_d - S_{dG} - S_{dQ} \geq 0 \quad 5-3$$

Mit: S_{dG} Bemessungswert der Einwirkung aus Eigenlast; im Querschnitt

S_{dQ} Bemessungswert der Einwirkung aus Nutzlast; im Querschnitt

S_d ergibt sich im Querschnitt von Durchlaufträgern wie folgt:

$$S_d = k_T \cdot l^2 \cdot (\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q) \quad 5-4$$

Mit: k_T Beiwert zur Schnittgrößenermittlung

l Spannweite des Trägers

γ_G, γ_Q Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = 1,35$ für Eigenlast und $\gamma_Q = 1,5$ für Nutzlast

G, Q Eigenlast und Nutzlast (Linienlast)

Annahme:

$$k_q = Q / G$$

$$S_d = R_d$$

$$R_d = \mu_R / \gamma_{RM}$$

Hierbei ist:

γ_{RM} das Verhältnis zwischen Mittelwert und Designwert des Widerstandes unter der Bedienung $\beta = 4,7$ auf der Querschnittsebene. Nachfolgend wird es auch als γ_{RM-EC4} (γ_R vom Mittelwert des gemäß EC 4 bemessenen Querschnitts) und γ_{RM-sys} (γ_{RM} unter der Bedienung $\beta = 4,7$ auf der Systemebene) bezeichnet (vgl. Bild 5-2).

Durch Einsetzen von R_d und Gleichung 5 - 4 in Gleichung 5 - 3 ergibt sich Gleichung 5 - 5 zu:

$$\mu_R = \gamma_{RM} \cdot R_d = G \cdot \gamma_{RM} \cdot k_T \cdot l^2 \cdot (\gamma_G + k_q \cdot \gamma_Q) \quad 5-5$$

Dies bedeutet, wenn G und k_q feststehen, ist das benötigte Biegemoment des Widerstandes μ_R theoretisch bekannt.

Somit kann die Grenzzustandsgleichung für das Versagen eines Querschnitts nach Gleichung 5-6 angegeben werden zu:

$$Z = R - k_T \cdot l^2 \cdot G - k_T \cdot l^2 \cdot Q \quad 5-6$$

Hierin sind R , G und Q unabhängige Größen und haben jeweils eine eigene Verteilungsform sowie Standardabweichung. Weiterhin ergibt sich nach Gleichung 5-6 der Sicherheitsindex β . Dieser ist zwar unabhängig von μ_R , G , K_T und der Spannweite l , jedoch von k_q und γ_{RM} abhängig. So kann für jedes k_q ein

entsprechender Beiwert γ_{RM} gefunden werden, damit sich ein Sicherheitsbeiwert von $\beta = 4,7$ ergibt.

Falls R , G und Q normalverteilt sind, wird β auf Grundlage der Grenzzustandsgleichung 5-6 in Gleichung 5-7 dargestellt. Es ist erkennbar, dass β nur von k_q und γ_{RM} abhängig ist.

$$\beta = \frac{1 - (1 + k_q) \cdot [\gamma_{RM} \cdot (\gamma_G + k_q \cdot \gamma_Q)]^{-1}}{\sqrt{\delta_R^2 + [\gamma_{RM} \cdot (\gamma_G + k_q \cdot \gamma_Q)]^{-2} (\delta_G^2 + k_q^2 \cdot \delta_Q^2)}} \quad 5-7$$

R und Q sind jedoch nicht normalverteilt. Daher kann Gleichung 5-7 nicht angewandt werden. Um eine Beziehung zwischen β , γ_{RM} und k_q herstellen zu können, werden die Werte aus Tabelle 5-2 benötigt.

Der Variationskoeffizient des Widerstands δ_R ist für Stahlbetonträger nach [Yu et. al. (1986)] $\delta_R = 10\%$, für einen eingespannten Stahlbetonrahmen nach [Eibel & Schmidt-Hurtienne (1997)] $\delta_R = 9,2\%$. Auf der Grundlage von Berechnungen, welche am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt mit Hilfe des Programms nonlinCSRA durchgeführt wurden, ergibt sich für Verbundquerschnitte bei positivem Biegemoment δ_R zu ca. 6 - 11 %. Für die folgenden Berechnungen wird für einen Querschnitt bei positivem Biegemoment δ_R zu 10% angenommen.

Für Verbundquerschnitte unter negativem Biegemoment konnte δ_R nicht direkt aus der Literatur entnommen werden. Entsprechend der Berechnungen, die mit dem Programm nonlinCSRA durchgeführt wurden liegt δ_R zwischen 6% und 9%. Unter negativem Biegemoment wirkt der Verbundquerschnitt als reiner Stahlquerschnitt. [Vrouwenvelder et al. (2002)] hat für Stahlträger nach „JCSS Probabilistic Model Code 2001“ δ_R gleich 5% angesetzt. [SYKORA (2002)] hat 7% für den Biegetragwiderstand eines Stahlrahmens angenommen. Als sinnvoll wird nachfolgend δ_R gleich 6% angesetzt (vgl. Tabelle 5-2).

Tabelle 5-2: Verteilung von Widerstand und Einwirkung

Bezeichnung	Verteilung	Variationskoeffizient
Widerstand (+M)	ln-normalverteilung	10%
Widerstand (-M)	ln-normalverteilung	6%
ständige Einwirkung	Normalverteilung	5%
Nutzlast	Gumbelverteilung	50%

Die Beziehung zwischen R und S wird in Bild 5-2 dargestellt.

Das Verhältnis zwischen μ_R und μ_S wird hier durch γ_{Global} ausgedrückt. μ_R ist der Mittelwert des Widerstands R und μ_S ist der Mittelwert der Einwirkung S . μ_S lautet:

$$\mu_S \approx S_G + S_Q = k_T \cdot l^2 \cdot G + k_T \cdot l^2 \cdot Q$$

Für die Eigenlast G wird der Mittelwert, für die veränderliche Last Q jedoch im Allgemeinen der Quantilwert verwendet. Daher wird in dieser Arbeit ein äquivalenter Mittelwert von Q verwendet. Das Verhältnis zwischen S_d und μ_S ist als γ_{SM} (γ_S vom Mittelwert) definiert (vgl. Gleichung 5-8).

In Bezug auf den Quantilwert für die veränderlichen Lasten Q werden in der Literatur unterschiedliche Aussagen getroffen. [Graße (1995)] hat folgende Quantilwerte angegeben:

Normschneelasten 95-97,5%;

Normwindlasten 90-95%;

Internationale Empfehlungen zur Lastnormung für zeitlich veränderliche Lasten 98%;

Graße hat als Quantilwert 90%-98% angenommen.

GrusiBau (1981) hat als Quantilwert 99% empfohlen, wenn der Variationskoeffizient δ_Q größer als 10% ist (jedoch ist der Bezugszeitraum unklar). Die DIN 1055-100 (2001) empfiehlt einen 98%-Quantilwert während einer Bezugsdauer von einem Jahr.

Nachfolgend wird Q als eine gemischt veränderliche Last mit 95%-Quantilwert angenommen.

$$\gamma_{SM} = \frac{S_d}{\mu_s} = \frac{k_T \cdot I^2 \cdot (\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q)}{k_T \cdot I^2 \cdot (G + Q)} = \frac{\gamma_G + \gamma_Q \cdot k_q}{1 + k_q} \quad 5-8$$

Danach ist γ_{Global} durch γ_{RM} und γ_{vor} auszudrücken mit:

$$\gamma_{Global} = \frac{\mu_R}{\mu_s} = \frac{\mu_R}{S_d} \cdot \frac{S_d}{\mu_s} = \gamma_{RM} \cdot \gamma_{SM} \quad 5-9$$

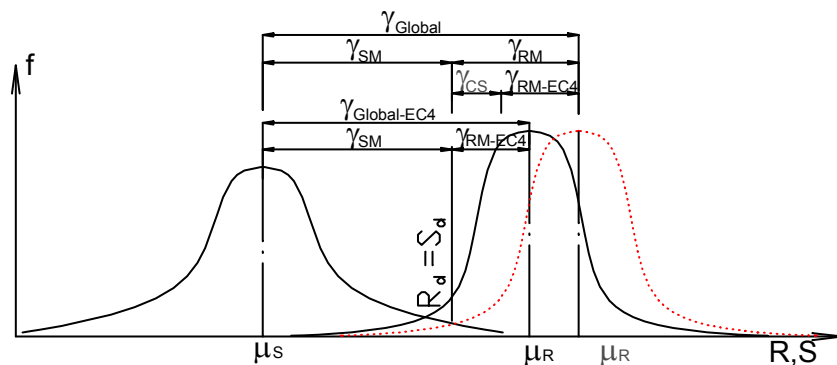


Bild 5-2 Darstellung von γ_{RM} und γ_{Global}

γ_{RM} ist der in diesem Kapitel anzustrebende Sicherheitsbeiwert auf der Querschnittsebene. Er kann durch Berechnungen ermittelt werden, bei denen β gleich 4,7 ist.

γ_{Global} und γ_{RM} sind in den Tabellen 5-3 und 5-4 und in Bild 5-3 sowie 5-4 dargestellt.

Um den Sicherheitsindex β mit Hilfe von Gleichung 5-6 zu berechnen, wird die JC Methode [Li et. al. (1999)] angewendet.

Für den Widerstand R (ln-Verteilung) ergeben sich die äquivalenten Gleichungen (5-10 und 5-11):

$$\sigma_{R'} = R^* \cdot \sqrt{\ln(1 + \delta_R^2)} \quad 5-10$$

$$\mu_{R'} = R^* \cdot (1 - \ln R^* + \ln \frac{\mu_R}{\sqrt{1 + \delta_R^2}}) \quad 5-11$$

Hierbei sind:

R^* Wert des Widerstandes R am Bemessungspunkt

δ_R Variationskoeffizient des Widerstandes R

μ_R, σ_R der äquivalente Mittelwert und die äquivalente Standardabweichung von R am Bemessungspunkt

Für die gumbelverteilten Nutzlasten Q ergeben sich die äquivalenten Gleichungen 5-12 und 5-13:

$$\sigma_{Q'} = \frac{\varphi\{\Phi^{-1}[F_Q(Q^*)]\}}{f_Q(Q^*)} \quad 5-12$$

$$\mu_{Q'} = Q^* - \Phi^{-1}[F_Q(Q^*)] \cdot \sigma_{Q'} \quad 5-13$$

Hierbei sind:

φ, Φ Dichtefunktion und Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

Q^* Wert der Nutzlast Q am Bemessungspunkt

$\mu_{Q'}, \sigma_{Q'}$ der äquivalente Mittelwert und die äquivalente Standardabweichung von Q am Bemessungspunkt

f, F Dichtefunktion und Verteilungsfunktion der Gumbelverteilung

$$F(Q) = \exp\{-\exp[-\alpha(Q-u)]\} \quad 5-14$$

$$f(Q) = \alpha \cdot \exp[-\alpha(Q-u)] F(Q) \quad 5-15$$

Hierin sind α und u Beiwerte, die mit dem Variationskoeffizient die folgende Beziehung eingehen:

$$\delta_Q = \frac{\pi}{\sqrt{6}(\gamma + \alpha \cdot u)} \quad 5-16$$

Hier ist der Euler-Beiwert γ gleich 0,5772. Für die Nutzlast ist (siehe Tabelle 5-2):

$$Q = Q_{95\%},$$

$$F(Q) = 95\%$$

$$\delta_Q = 50\%$$

Aus Gleichung 5-14 und 5-16 ergibt sich:

$$u = \frac{(\frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot \delta} - \gamma) \cdot Q}{(\frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot \delta} - \gamma) - \ln(-\ln(F(Q)))} \quad 5-17$$

$$\alpha = \frac{1}{u} \left(\frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot \delta} - 0,5772 \right) \quad 5-18$$

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in den Tabellen 5-3 und 5-4 sowie in Bild 5-3 und 5-4 dargestellt. Im Anschluss an die Kalibrierung wird der Beiwert gemäß EC 4 als γ_{RM-EC4} bezeichnet.

Tabelle 5-3: Erforderlicher Sicherheitsbeiwert für den Widerstand unter positivem Biegemoment mit $\delta_R = 10\%$

$k_q = Q/G$	β	γ_{RM}	γ_{Global}
0,1	4,698	1,191	1,624
0,3	4,700	1,263	1,749
0,5	4,700	1,385	1,939
0,7	4,699	1,485	2,096
1,0	4,700	1,604	2,286
2,0	4,693	1,826	2,648
3,0	4,696	1,930	2,823
4,0	4,702	2,002	2,943
5,0	4,695	2,042	3,012
> 5,0	4,699	$\approx 2,05$	$\approx 3,05$

Tabelle 5-4: Erforderlicher Sicherheitsbeiwert für den Widerstand unter negativem Biegemoment mit $\delta_R = 6\%$

$k_q = Q/G$	β	γ_{RM}	γ_{Global}
0,1	4,694	1,020	1,391
0,3	4,697	1,151	1,594
0,5	4,696	1,283	1,796
0,7	4,696	1,390	1,962
1,0	4,699	1,503	2,142
2,0	4,701	1,725	2,501
3,0	4,696	1,831	2,678
4,0	4,699	1,891	2,780
5,0	4,695	1,937	2,857
> 5	4,696	$\approx 1,95$	$\approx 2,90$

Nach den Erfahrungswerten aus der Praxis übersteigt das Verhältnis zwischen Nutzlast und ständiger Last in der Regel nicht den Faktor fünf. Entsprechend der Berechnungsergebnisse dieser Arbeit ist der erforderliche Beiwert bei einem Verhältnis $Q/G > 5$ annähernd konstant. Daher wird in dieser Arbeit (vgl. Tabelle 5-3 und 5-4 sowie Bild 5-3 und 5-4) lediglich der Bereich zwischen 0,1 und 5 betrachtet.

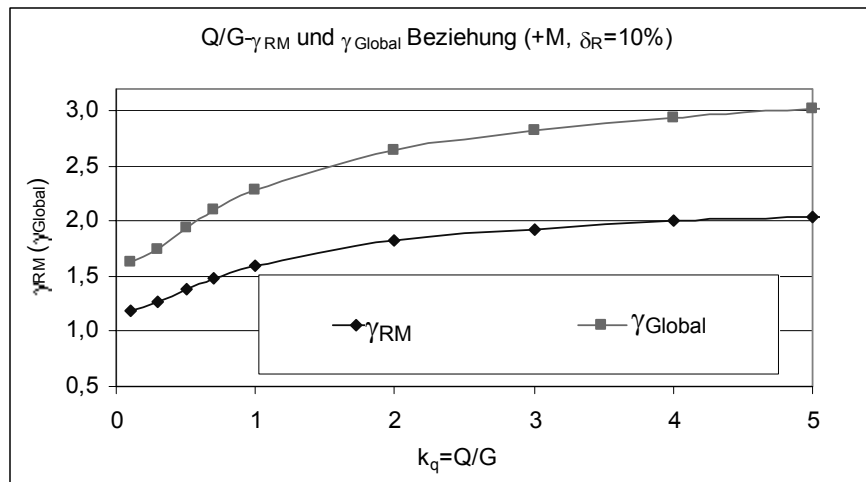


Bild 5-3 Erforderliche Sicherheitsbeiwerte γ_{RM} und γ_{Global} unter positivem Biegemoment

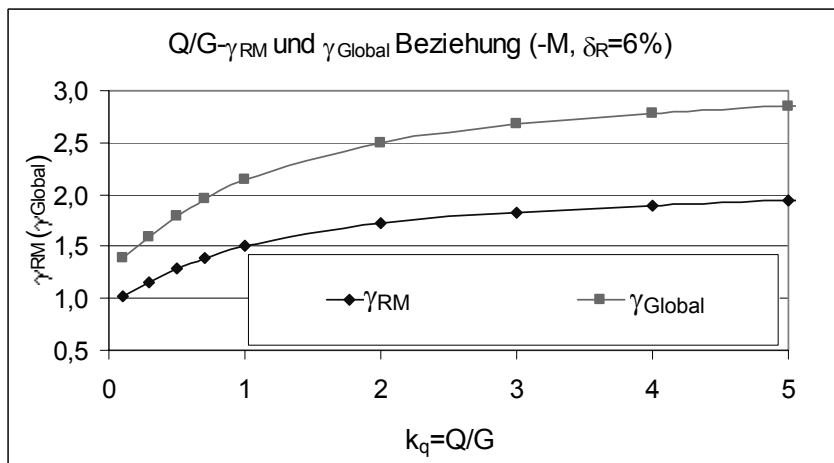


Bild 5-4 Erforderliche Sicherheitsbeiwerte γ_{RM} und γ_{Global} unter negativem Biegemoment

Die Fraktilwerte für $R_d = \mu_R / \gamma_{RM}$ können nach Gleichung 5-3 und 5-4 berechnet werden. Die Beiwerte γ_{RM} sind in Tabelle 5-3 und 5-4 zusammengestellt.

Da der Widerstand $R \sim \ln(\mu, \sigma)$ ist, ergibt sich:

$$\Rightarrow \sigma^2 = \ln(1 + \delta_R^2) \quad 5-19$$

$$\Rightarrow \mu = \ln \left[\frac{\mu_R}{\sqrt{1 + \delta_R^2}} \right] = \ln(\mu_R) - \frac{\sigma^2}{2} \quad 5-20$$

$$\Rightarrow F_R(r) = \Phi \left[\frac{\ln(r) - \mu}{\sigma} \right] = \Phi \left[\frac{\sigma^2 / 2 + \ln(\frac{r}{\mu_R})}{\sigma} \right] = \Phi \left[\frac{\sigma^2 / 2 - \ln(\gamma_{RM})}{\sigma} \right] \quad 5-21$$

Hierbei sind:

μ_R, δ_R Mittelwert und Variationskoeffizient von R

μ, σ Mittelwert und Standardabweichung von $\ln(R)$

Φ Funktion der Standardverteilung

$r = \mu_R / \gamma_{RM}$ Quantilwert, entspricht dem Beiwert γ_{RM}

Wird r in Gleichung 5-21 mit R / γ_{RM} gleichgesetzt, ist $F_R(r)$ der entsprechende Anteil von R / γ_{RM} in der Verteilungsfunktion von R. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-5 für den Querschnitt unter positivem Biegemoment (+M) und in Tabelle 5-6 für den Querschnitt mit negativem Biegemoment (-M) dargestellt.

Tabelle 5-5: Quantilwerte entsprechend dem Beiwert $\gamma = \gamma_{RM}$ für den Querschnitt unter positivem Biegemoment (+M)

$\delta_R = 10\%$		Querschnitt unter positivem Biegemoment	
$k_q = Q/G$	β	$\gamma = \gamma_{RM}$	$F_R(r)$
0,1	4,698	1,191	4,4339%
0,3	4,700	1,263	1,0986%
0,5	4,700	1,385	0,0647%
0,7	4,699	1,485	0,0045%
1	4,700	1,604	0,00014%
2	4,693	1,826	0,0000001%
3	4,696	1,930	0,000000003%
4	4,702	2,002	0,0000000002%
5	4,695	2,042	0,0000000001%

Tabelle 5-6: Quantilwerte entsprechend dem Beiwert $\gamma = \gamma_{RM}$ für den Querschnitt unter negativem Biegemoment (-M)

$\delta_R = 6\%$		Querschnitt unter negativem Biegemoment	
$k_q = Q/G$	β	$\gamma = \gamma_{RM}$	$F_R(r)$
0,1	4,700	1,021	37,8835%
0,3	4,697	1,151	1,0279%
0,5	4,696	1,283	0,0019%
0,7	4,696	1,390	0,000002%
1,0	4,699	1,503	0,000000001%
2,0	4,701	1,725	< 0,000000001%
3,0	4,696	1,831	< 0,000000001%
4,0	4,699	1,891	< 0,000000001%
5,0	4,695	1,937	< 0,000000001%

5.2.3 Vorschlag des erforderlichen Sicherheitsbeiwerts γ_{RM} auf der Querschnittsebene

Unter Anlehnung an Tabelle 5-3 und 5-4 sind die erforderliche Sicherheitsbeiwerte auf der Querschnittsebene wie in Gleichung 5-22 für Querschnitte unter positivem Biegemoment und Gleichung 5-23 für Querschnitte unter negativem Biegemoment dargestellt. Die Unterschiede zwischen den Vorschlägen (γ_{RM} -Vorschlag) und den numerischen Berechnungen (γ_{RM}) werden in Bild 5-5 und 5-6 bezeichnet.

$$\text{Querschnitte unter +M:} \begin{cases} 1,20 \leq \gamma_{RM\text{-Vorschlag}} \approx 1,60 + 0,27 \cdot \ln(k_q) \leq 2,05 \\ 1,60 \leq \gamma_{Global\text{-Vorschlag}} \approx 2,30 + 0,45 \cdot \ln(k_q) \leq 3,05 \end{cases} \quad 5-22$$

$$\text{Querschnitte unter -M:} \begin{cases} 1,00 \leq \gamma_{RM\text{-Vorschlag}} \approx 1,52 + 0,26 \cdot \ln(k_q) \leq 2,00 \\ 1,40 \leq \gamma_{Global\text{-Vorschlag}} \approx 2,15 + 0,45 \cdot \ln(k_q) \leq 3,00 \end{cases} \quad 5-23$$

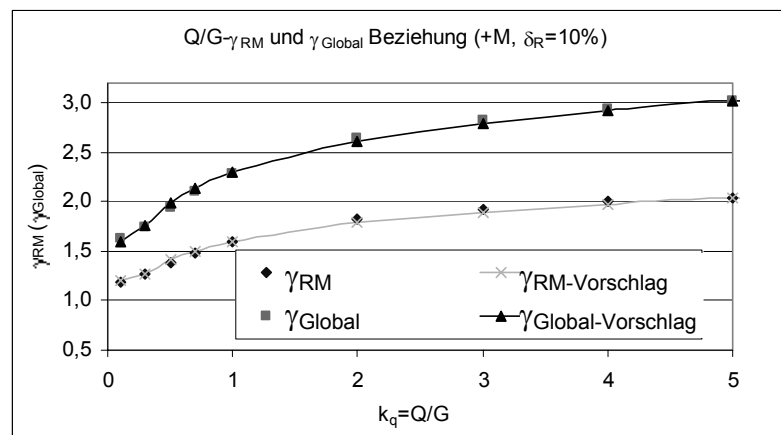


Bild 5-5 Vorschlag des erforderlichen Sicherheitsbeiwerts γ_{RM} für Querschnitte unter positivem Biegemoment (+M)

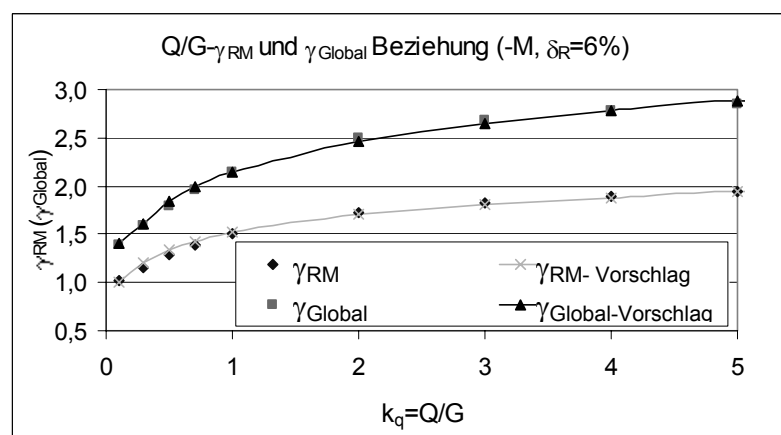


Bild 5-6 Vorschlag des erforderlichen Sicherheitsbeiwerts γ_{RM} für Querschnitte unter negativem Biegemoment (-M)

5.2.4 Kalibrierung des Sicherheitsbeiwerts auf der Querschnittsebene nach der derzeitigen Normung

Auf Grundlage der Einflussanalyse sind die Kombinationsmöglichkeiten zur Kalibrierung des Biegetragwiderstandes für die verschiedenen Parameter und den Profiltyp HEA in Tabelle 5-7 zusammengefasst.

Tabelle 5-7: Kalibrierungskombination auf der Querschnittsebene

Stahl	Beton	Querschnittsprofil	Flächenverhältnis
S 235 S 355	C 20	HEA 200 / HEA 300 / HEA 450 / HEA 600 / HEA 800	$\omega = A_a \cdot f_y / (A_c \cdot f_{ck})^{1)}$
	C 40		
	C 50	Beton Platte: 250X(10 - 25) cm	$\omega = A_s \cdot f_{ys} / (A_a \cdot f_{ya})$

¹⁾ Der Verhältnisswert ω in Tabelle 5-7 hat unter positivem und negativem Biegemoment unterschiedliche Bedeutung. Die Erläuterungen sind den Abschnitten 5.2.4.1 und 5.2.4.2 zu entnehmen.

5.2.4.1 Kalibrierung von Querschnitten aus Stahlprofilen HEA unter positivem Biegemoment

Aufgrund des Einflusses der Stahlgüte (vgl. Bild 4-15 und 4-16) wird nachfolgend Baustahl S 235 und S 355 getrennt kalibriert. Die Berechnungsergebnisse (nonlineCSRA) sind für S 235, S 355, Beton C 20, C 40, C50 mit allen möglichen Kombinationen in Bild 5-7 und 5-8 dargestellt. In Tabelle 5-8 sind die Ergebnisse beispielhaft für S 235 und Beton C 20 aufgeführt.

Tabelle 5-8: Beispiel für Baustahl S 235 und Beton C 20

Profil	Betonquerschnitt: 250X(10 / 15 / 20 / 25) cm (+M, S 235, C 20)						
	Höhe (cm)	ω	M_{pl} (kNm)	μ_R (kNm)	σ_R (kNm)	δ_R	γ_{RM-EC4}
HEA200	29	0,253	200,81	292,54	22,25	7,6%	1,46
HEA300	39	0,531	488,61	717,88	60,96	8,5%	1,47
HEA450	54	0,837	974,60	1437,12	141,03	9,8%	1,47
HEA600	69	1,062	1550,46	2275,05	248,75	10,9%	1,47
HEA800	89	1,344	2513,24	3655,93	423,70	11,6%	1,45
HEA200	34	0,169	258,28	374,66	22,01	5,9%	1,45
HEA300	44	0,354	609,31	879,99	53,29	6,1%	1,44
HEA450	59	0,558	1151,82	1693,74	113,58	6,7%	1,47
HEA600	74	0,708	1741,76	2570,34	186,89	7,3%	1,48
HEA800	94	0,896	2718,71	3970,67	308,47	7,8%	1,46
HEA200	39	0,126	315,750	456,11	25,93	5,7%	1,44
HEA300	49	0,266	730,017	1044,50	57,20	5,5%	1,43
HEA450	64	0,418	1341,956	1951,72	112,80	5,8%	1,45
HEA600	79	0,531	1978,573	2905,02	177,40	6,1%	1,47
HEA800	99	0,672	2979,350	4371,64	276,36	6,3%	1,47
HEA200	44	0,101	373,218	532,84	31,05	5,8%	1,43
HEA300	54	0,212	850,722	1213,27	64,70	5,3%	1,43
HEA450	69	0,335	1532,092	2214,26	119,92	5,4%	1,45
HEA600	84	0,425	2219,983	3231,72	179,41	5,6%	1,46
HEA800	104	0,538	3282,148	4799,80	279,49	5,8%	1,46

Hierin sind: $\omega = \frac{A_a \cdot f_y}{A_c \cdot f_{ck}}$

A_a, A_c

Querschnittsfläche von Baustahl und Beton

f_y, f_{ck}

Streckgrenze des Baustahls und Zylinderdruckfestigkeit von Beton

$\gamma_{RM-EC4} = \frac{\mu_R}{R_d}$ kalibrierter Sicherheitsbeiwert auf der Seite des Widerstandes nach [EC 4 T1-1 (1994)] (der tatsächliche „real“ Beiwert)

μ_R Mittelwert der Beanspruchbarkeit eines Querschnitts (aus Programm nonlinearCSRA)

Die statistischen Kenngrößen aller Werte aus Bild 5-7 und 5-8 (für Baustahl S 235 und S 355, unter positivem Biegemoment) sind in Tabelle 5-9 dargestellt.

Tabelle 5-9: Die statistischen Kenngrößen von γ_{RM-EC4} für Baustahl S 235 und S 355 unter positivem Biegemoment

	S 235	S 355
Mittelwert von γ_{RM-EC4}	1,47	1,36
Standardabweichung σ	0,028	0,022
Variationskoeffizient δ	1,88%	1,63%
5% Fraktilwert $\gamma_{RM-EC4-5\%}$	1,42	1,33

Es stellt sich die Frage, warum für S 235 ein größeres Verhältnis zwischen dem Mittelwert und dem Bemessungswert im Vergleich zu S 355 vorhanden ist. Die Ursache liegt im Verhältnis zwischen dem Mittelwert und dem charakteristischen Wert der Streckgrenze des Baustahls (siehe Abschnitt 4.6.1).

Nachfolgend wird unter positivem Biegemoment für S 235 $\gamma_{RM-EC4} = 1,4$ und für S 355 $\gamma_{RM-EC4} = 1,3$ angenommen. Aus dem Vergleich mit γ_{RM} (Bild 5-5) ist erkennbar, dass für S 235 mit $k_q = Q/G < 0,7$ sowie für S 355 mit $k_q < 0,5$, die Bemessungswerte nach EC 4 T1-1 (1994) genügende Sicherheit gewährleisten ($\beta \geq 4,7$). Bei höheren Verhältnissen sind die in EC 4 anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite demnach nicht ausreichend, um einen Sicherheitsindex von $\beta = 4,7$ zu erreichen.

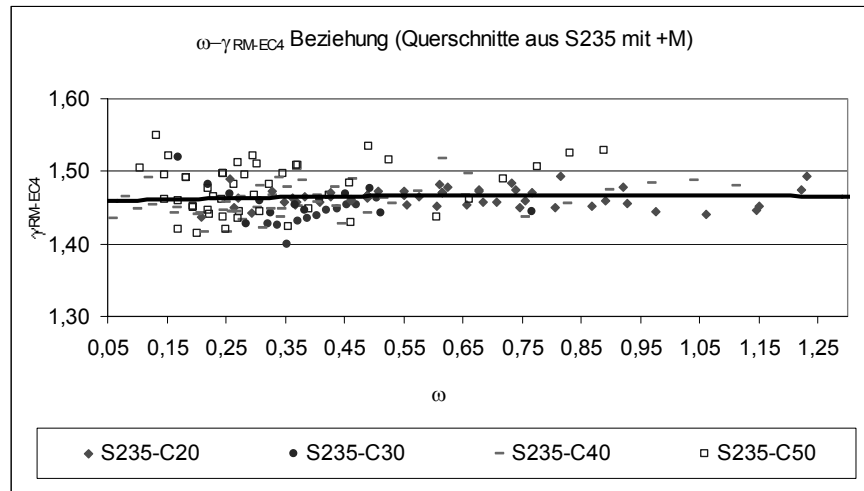


Bild 5-7 Kalibrierung bei Verwendung von Profiltyp HEA mit S 235, unter positivem Biegemoment

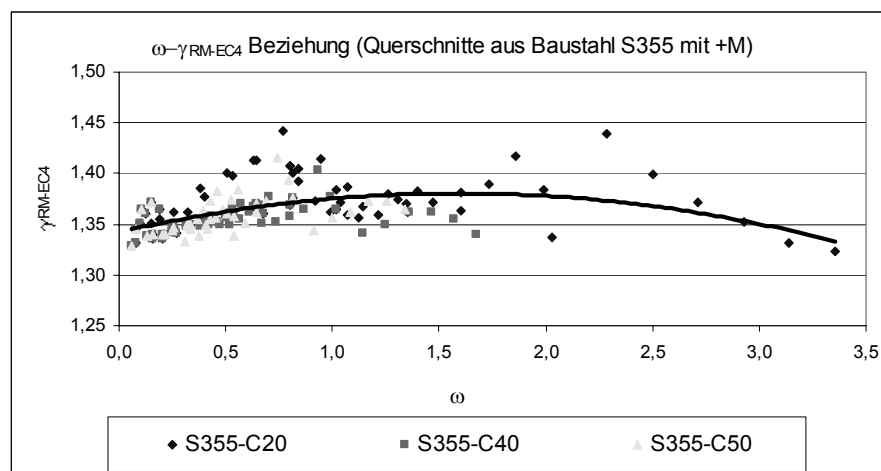


Bild 5-8 Kalibrierung bei Verwendung von Profiltyp HEA mit S 355, unter positivem Biegemoment

5.2.4.2 Kalibrierung von Querschnitten mit dem Profiltyp HEA unter negativem Biegemoment

Da die Betonfestigkeitsklasse (z.B. C 20 oder C 50) beim Verbundquerschnitt unter negativem Biegemoment keinen Einfluss hat, wird nachfolgend lediglich ein Beton C 20 in Verbindung mit S 235 und S 355 untersucht. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 5-10 und 5-11 zusammenfasst.

Tabelle 5-10: Kalibrierung für den Verbundquerschnitt
(Stahl S 235 unter negativem Biegemoment)

Profil	Betonquerschnitt: 250X10-25 cm (-M, S 235, C 20)						
	Betonstahl: 10Ø8						
	Höhe [cm]	ω	β	μ_R [kNm]	σ_R [kNm]	δ_R	γ_{RM-EC4}
HEA200	29	0,199	4,766	200,3	15,76	7,87%	1,70
HEA300	39	0,095	4,383	565,9	46,88	8,28%	1,65
HEA450	54	0,060	4,068	1.268,2	116,9	9,22%	1,67
HEA600	69	0,047	4,131	2.092,8	193,5	9,25%	1,69
HEA800	89	0,037	4,199	3.377,9	317	9,38%	1,72
HEA200	34	0,199	4,871	201,6	14,22	7,06%	1,64
HEA300	44	0,095	4,294	559,6	44,5	7,95%	1,61
HEA450	59	0,060	4,075	1.244,5	108,8	8,74%	1,63
HEA600	74	0,047	4,018	2.054,5	187	9,10%	1,65
HEA800	94	0,037	4,232	3.334,1	300,1	9,00%	1,69
HEA200	39	0,199	4,781	205,0	13,85	6,76%	1,59
HEA300	49	0,095	4,252	556,1	42,57	7,65%	1,57
HEA450	64	0,060	4,144	1.232,4	101,8	8,26%	1,60
HEA600	79	0,047	4,080	2.039,9	178,5	8,75%	1,63
HEA800	99	0,037	4,226	3.302,1	293,5	8,89%	1,67
HEA200	44	0,199	4,743	208,9	13,41	6,42%	1,56
HEA300	54	0,095	4,329	554,2	39,86	7,19%	1,54
HEA450	69	0,060	4,158	1.224,7	97,84	7,99%	1,58
HEA600	84	0,047	4,146	2.019,5	170,3	8,43%	1,61
HEA800	104	0,037	4,277	3.278,1	280,6	8,56%	1,66

Die Werte aus Tabelle 5-10 sind in Bild 5-9 grafisch dargestellt. Dessen statistischen Kenngrößen werden in Tabelle 5-12 dargestellt.

In Tabelle 5-10 und 5-11 hat ω folgende Bedeutung.

$$\omega = A_s \cdot f_{ys} / (A_a \cdot f_{ya})$$

Mit: A_s, A_a Querschnittsfläche von Beton- und Baustahl

f_{ys}, f_{ya}

Streckgrenze von Beton- und Baustahl

Tabelle 5-11: Kalibrierung für den Verbundquerschnitt

(Stahl S 355 unter negativem Biegemoment)

Profil	Betonquerschnitt: 250X10 cm (-M, S 355, C 20)						
	Betonstahl: 10Ø8						
	Höhe[cm]	ω	β	μ_R [kNm]	σ_R [kNm]	δ_R	γ_{RM-EC4}
HEA200	29	0,132	4,106	263,1	20,47	7,78%	1,56
HEA300	39	0,063	3,762	770,6	65,45	8,49%	1,54
HEA450	54	0,040	3,663	1.755,7	160,4	9,13%	1,57
HEA600	69	0,031	3,680	2.915,5	273,7	9,39%	1,59
HEA800	89	0,025	3,769	4.695,5	438	9,33%	1,61
HEA200	34	0,132	4,229	262,8	18,21	6,93%	1,51
HEA300	44	0,063	3,693	757,2	60,52	7,99%	1,49
HEA450	59	0,040	3,615	1.727,0	150,7	8,72%	1,53
HEA600	74	0,031	3,660	2.869,6	258,2	9,00%	1,56
HEA800	94	0,025	3,719	4.637,3	424,9	9,16%	1,58
HEA200	39	0,132	4,043	264,5	17,86	6,75%	1,47
HEA300	49	0,063	3,785	753,1	55,58	7,38%	1,47
HEA450	64	0,040	3,534	1.706,5	146,7	8,60%	1,51
HEA600	79	0,031	3,718	2.832,2	241	8,51%	1,54
HEA800	99	0,025	3,760	4.596,8	406	8,83%	1,57
HEA200	44	0,132	4,033	268,0	17,34	6,47%	1,45
HEA300	54	0,063	3,685	746,7	54,29	7,27%	1,44
HEA450	69	0,040	3,599	1.689,7	136,6	8,08%	1,49
HEA600	84	0,031	3,626	2.803,2	236,7	8,44%	1,52
HEA800	104	0,025	3,737	4.567,2	399,4	8,75%	1,56

Die Werte aus Tabelle 5-11 sind in Bild 5-10 grafisch dargestellt. Dessen statistischen Kenngrößen werden in Tabelle 5-12 dargestellt.

Tabelle 5-12: Die statistischen Kenngrößen von γ_{RM-EC4} für Baustahl S 235 und S 355 unter negativem Biegemoment

	S 235	S 355
Mittelwert von γ_{RM-EC4}	1,63	1,53
Standardabweichung σ	0,05	0,05
Variationskoeffizient δ	3,1%	3,2%
5% Fraktilwert $\gamma_{RM-EC4-5\%}$	1,55	1,45

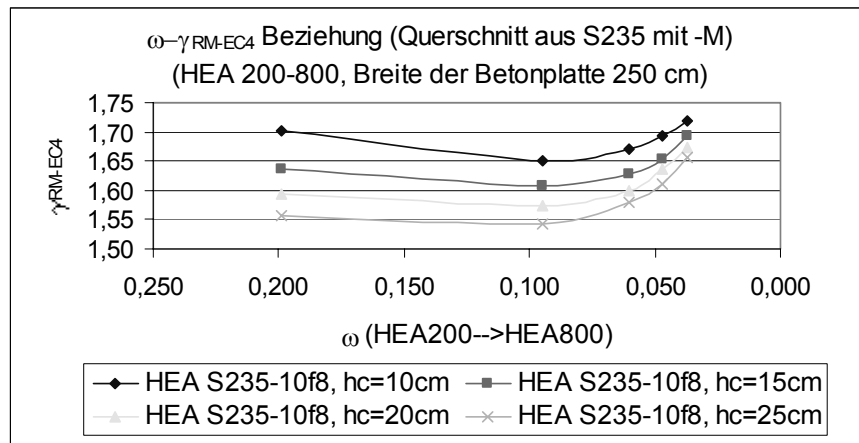


Bild 5-9 Kalibrierung für den Profiltyp HEA mit S 235 unter negativem Biegemoment

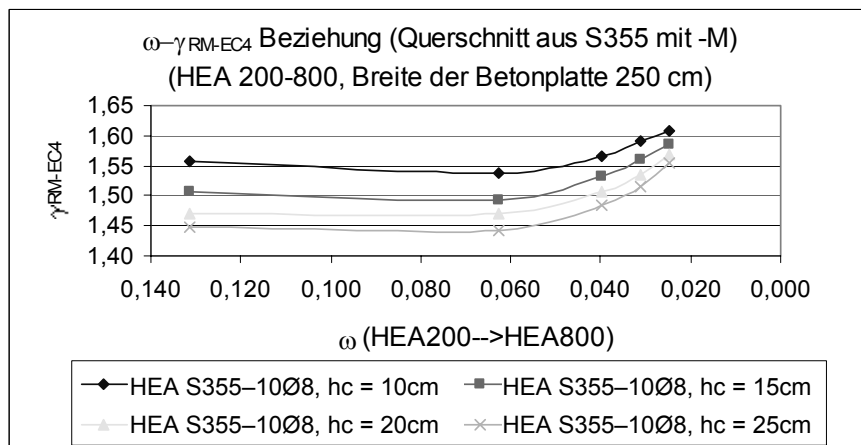


Bild 5-10 Kalibrierung für den Profiltyp HEA mit S 355 unter negativem Biegemoment

Nachfolgend wird unter negativem Biegemoment für S 235 $\gamma_{RM-EC4} = 1,55$ und für S 355 $\gamma_{RM-EC4} = 1,45$ angenommen. Durch Vergleich mit γ_{RM} in Bild 5-6 ist erkennbar, dass für S 235 mit $k_q = Q/G < 2$ sowie für S 355 mit $k_q < 1$, die Bemessungswerte nach EC 4 T1-1 (1994) genügende Sicherheit gewährleisten ($\beta \geq 4,7$). Bei höheren Verhältnissen sind die in EC 4 anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite demnach nicht ausreichend.

6. Verifizierung des Sicherheitsniveaus auf Systemebene

6.1 Übersicht

In diesem Kapitel werden die Sicherheitsbeiwerte des Systems der gemäß EC 4 bemessenden Durchlaufträgern erforscht.

Wie in Abschnitt 5.1 dargestellt wurde, behandelt diese Arbeit Verbundquerschnitte der Klasse 1 und 2. Auf der Systemebene gibt es wegen der unterschiedlichen Rotationskapazität zwischen Querschnitten der Klasse 1 und 2 zwei Möglichkeiten des Systemversagens.

Für das System mit einem Querschnitt der Klasse 1 können alle Berechnungen mit der Fließgelenktheorie durchgeführt werden, wobei das Versagen immer eintritt, indem das System kinematisch wird. Für Systeme mit Querschnitten der Klasse 2 werden alle Berechnungen gemäß elastischer Berechnung mit Umlagerung durchgeführt, wobei das Versagen immer durch Erreichen der Momententragfähigkeit eines Stützquerschnitts verwendet wird.

Um Systemeinflüsse auf die Versagenswahrscheinlichkeit zu erfassen, wird ein zusätzlicher Sicherheitsbeiwert γ_{Sys} eingeführt. Damit wird erreichen, dass Systeme, bei denen alle Querschnitte einen Sicherheitsindex von $\beta = 4,7$ aufweisen, auch in der Kombination verschiedener Querschnittsversagen eine Versagenswahrscheinlichkeit von $1,3 \times 10^{-6}$ besitzen.

6.2 Verifizierung des Sicherheitsniveaus von Systemen mit Querschnitten der Klasse 1

6.2.1 Schnittgrößen nach Fließgelenktheorie I. Ordnung unter Gleichlast

Aus der statischen Berechnung und der zugehörigen Schnittgröße wird ersichtlich, daß das Endfeld eines Durchlaufträgers mit n gleichen Spannweiten und unveränderten Querschnitt im Feld unter Gleichstreckenlast stets das kritische Feld darstellt. (vgl. Bild 6-1 mit $M_1 = 0$).

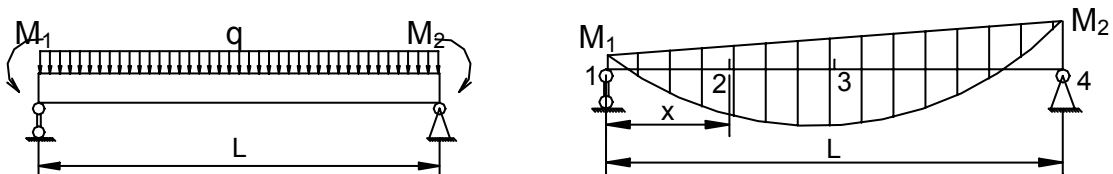


Bild 6-1 Einzelfeld von durchlaufenden Trägern

Wenn M_1 gleich null ist, ist das positive Moment im Feld am größten. M_2 bleibt davon unbeeinflusst (vgl. Bild 6-1 rechts). Deswegen wird hier M_{Rd}^{S} als Bemessungswert für alle Stützen, $M_{\text{Rd}}^{\text{F1}}$ als Bemessungswert für die Feldmitte des Endfelds ($M_1 = 0$) und $M_{\text{Rd}}^{\text{F2}}$ als Bemessungswert für die Feldmitte des Mittelfelds ($M_1 = M_2$) diskutiert. Die entsprechenden Versagensmodelle sind im Bild 6-2 dargestellt.

Angenommen ist:

$$M_{\text{Rd}}^{\text{S}} / M_{\text{Rd}}^{\text{F}} = k$$

6-1

Dann erhält man $M_{\text{Rd}}^{\text{F1}}$ ($M_1 = 0$) durch:

$$M_{Rd}^{F1} = \frac{q \cdot l^2}{4} / (\sqrt{k+1} + \frac{k}{2} + 1) \quad 6-2$$

Der Abstand x_0 zwischen dem kritischen Punkt und der linken Stütze ist:

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{k \cdot M_{Rd}^{F1}}{q \cdot l} \quad 6-3$$

Im Mittelfeld sei $M_1 = M_2$. Daraus ergibt sich M_{Rd}^{F2} zu:

$$M_{Rd}^{F2} = \frac{q \cdot l^2}{4} / [2(k+1)] \quad 6-4$$

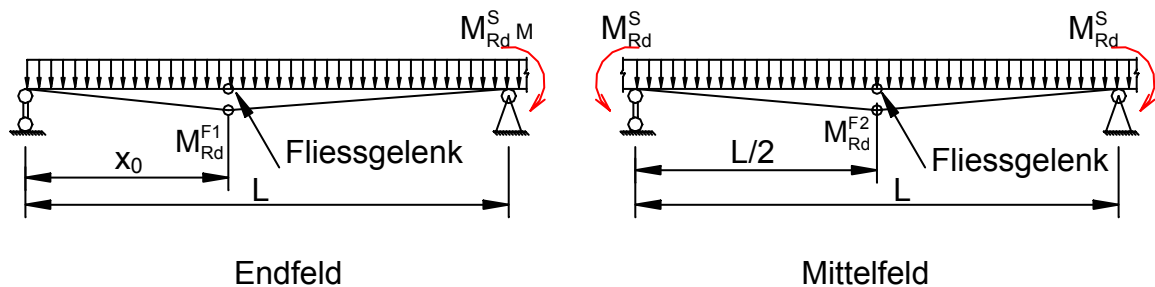


Bild 6-2 Schnittgröße nach Fließgelenketheorie

Das Verhältnis „k“ kann für die Konstruktion festgelegt werden. Nach [Roik (1993)] ist „k“ normalerweise ca. 0,4 bis 0,6. In diesem Fall wird für $k = 0,6$ angenommen. Damit können die erforderlichen Tragfähigkeiten M_{Rd}^{F1} , M_{Rd}^{F2} und M_{Rd}^S in Abhängigkeit der Belastung „q“ gemäß den Gleichungen 6-1 bis 6-4 berechnet werden.

6.2.2 Einfluss einer Einzelkraft

Die Untersuchung verschiedener Lastfälle spielt im Bereich der Festlegung des Sicherheitskonzepts auf der Systemebene eine sehr wichtige Rolle. Je weniger Lastfälle für ein Tragsystem untersucht werden, desto einfacher ist die Festlegung des Sicherheitskonzepts für dieses Tragsystem. Im Folgenden wird zuerst der Einfluss einer Einzelkraft dargestellt und entschieden, ob der Lastfall „Einzelkraft“ berücksichtigt werden muss. Die Berechnungen hierfür werden beispielhaft für einen Zweifeldträger durchgeführt, wobei die Einzelkraft auf ein Fließgelenk gesetzt wird. Das kritische Moment im Endfeld wird nach Gleichung 6-5 berechnet (vgl. Bild 6-2).

$$M_{Rd}^{F1} = \frac{q \cdot l^2}{4} / (\sqrt{k+1} + \frac{k}{2} + 1) + \frac{P \cdot x_0 \cdot (l - x_0)}{l + x_0 \cdot k} \quad 6-5$$

Lastfall 1: Kritischer Querschnitt im Feld:

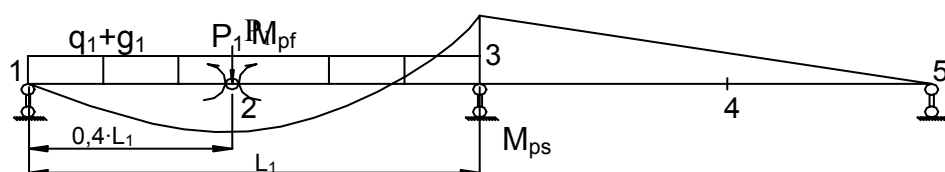


Bild 6-3 Zweifeldträger mit Einzelkraft – Lastfall 1

mit:

- 2, 3, 4 potentielle Gelenke im Durchlaufträger
- q_1, g_1, P_1 Belastung, Eigenlast (in der Grenzzustandsgleichung $q+g$ vereinfacht als q geschrieben) und Einzelkraft im Feld 1 (vgl. Bild 6-3 linkes Feld)
- L_1 Spannweite von Feld 1 (vgl. Bild 6-3 linkes Feld)
- M_{pf}, M_{ps} Mittelwert der Momententragfähigkeit von dem Querschnitt im Feld (bei Gelenk 2 als M_2 und bei Gelenk 4 als M_4 in der Grenzzustandsgleichung bezeichnet) und über der Stütze (bei Gelenk 3 als M_3 bezeichnet)

Alle Versagensmöglichkeiten und die entsprechenden Grenzzustandsgleichungen sind in Tabelle 6-1 dargestellt. Darüber hinaus ist in Tabelle 6-1 auch die Grenzzustandsgleichung des „Lastfall 1“ dargestellt. Bei diesem Lastfall wird der Zweifeldträger auf der rechten Seite mit einer Gleichstreckenlast und einer Einzelkraft belastet. Die linke Seite bleibt unbelastet. Der „Lastfall 1“ ist somit identisch mit „Lastfall 1“, mit Ausnahme des belasteten Feldes.

Unter Versagensfall F_1 in Tabelle 1 versteht man den Fall, dass Fließgelenke am Querschnitt 2 und 3 gleichzeitig auftreten.

Tabelle 6-1: Versagensmöglichkeit des Zweifeldträgers mit Einzelkraft in Lastfall 1

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
$F_1^{1)}$	2, 3	$Z_1 = [M_2 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6 \cdot l_1^2}{50} \cdot q_1 + \frac{6 \cdot l_1}{25} \cdot P_1]$
F_1'	3, 4 (Symmetrie von F_1) ²⁾	$Z_1' = [M_4 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6 \cdot l_2^2}{50} \cdot q_2 + \frac{6 \cdot l_2}{25} \cdot P_2]$

1) Versagensfall F_1 wird kinematisch infolge der Fließgelenke 2 und 3.

2) Symmetrie bedeutet hier, dass nicht nur die Belastung sondern auch die kinematischen Gelenke symmetrisch sind.

In diesem Fall wurden die Mittelwerte $M_4 = M_2$; $q_1 = q_2$; $P_1 = P_2$; $L_1 = L_2$ und die entsprechenden Standardabweichungen gleich angenommen, wobei aber alle stochastische Variablen unabhängig sind.

Lastfall 2: Kritischer Querschnitt über der Mittelstütze:

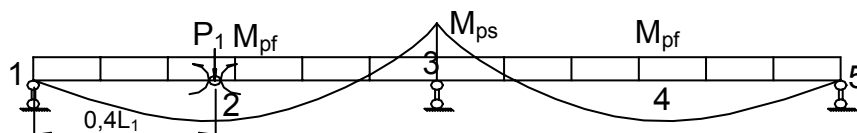


Bild 6-4 Zweifeldträger mit Einzelkraft – Lastfall 2

Alle Versagensmöglichkeiten für das in Bild 6-4 dargestellte System sowie die Versagensmöglichkeiten unter Belastung einer Einzellast im rechten Feld sind in Tabelle 6-2 erhalten.

Tabelle 6-2: Versagensmöglichkeiten des Zweifeldträgers mit Einzelkraft in Lastfall 2

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
F_2	2, 3	$Z_2 = [M_2 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6 \cdot l_1^2}{50} \cdot q_1 + \frac{6 \cdot l_1}{25} \cdot P_1]$
F_3	3, 4	$Z_3 = [M_4 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6 \cdot l_2^2}{50} \cdot q_2]$
F_2'	(2, 3) Symmetrielast	$Z_2' = [M_2 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6 \cdot l_1^2}{50} \cdot q_1]$
F_3'	(3, 4) Symmetrielast	$Z_3' = [M_4 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6 \cdot l_2^2}{50} \cdot q_2 + \frac{6 \cdot l_2}{25} \cdot P_2]$

Hierbei stellt sich die Frage, ob die potentiellen Fließgelenke 2, 3 und 4 gleichzeitig auftreten werden. Aus mechanischer Sicht kann das allerdings nicht passieren, da das System nie - wie in Bild 6-4 dargestellt - mit drei Fließgelenken doppelt kinematisch wird. Der Verfasser dieser Arbeit hat dennoch die Versagensmöglichkeit mit drei Fließgelenken - wie in Bild 6-4 dargestellt - berechnet. Die Versagenswahrscheinlichkeit in diesem Fall ist deutlich kleiner als bei den Standardfällen. So ergibt sich z.B. für die Normalfälle $\beta = 4,7$, während und für den Versagensfall mit drei Fließgelenken $\beta > 7$. Dies bedeutet, dass es nicht nötig ist, die Versagensmöglichkeit mit drei Fließgelenken zu berechnen.

Der Versagensbaum des Systems für den behandelten Zweifeldträger wird in Bild 6-5 dargestellt. Es wird dabei deutlich, dass es sich um ein Seriensystem handelt.

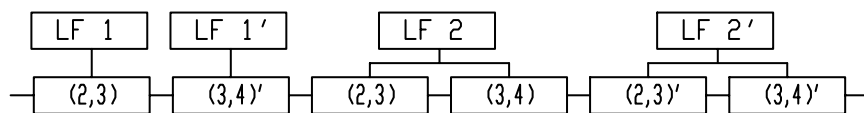


Bild 6-5 Versagensbaum Zweifeldträger

Hierbei ist: LF i Lastfall „i“ (vgl. Bild 6-3 und 6-4)

(j, k) Versagen mit den Fließgelenken in den Querschnitten „j“, „k“

Demzufolge kann die Versagenswahrscheinlichkeit P_f des Systems, wie im Bild 6-5 dargestellt, durch die Gleichung 6-6 beschrieben werden:

$$P_f = P(F_1 \cup F_1' \cup F_2 \cup F_2' \cup F_3 \cup F_3'). \quad 6-6$$

„ F_i “ bedeutet das Ereignis des Versagensfalls „i“ (vgl. Tabelle 6-1 und 6-2). Falls alle Versagensmöglichkeiten unabhängig sind, ergibt sich P_f zu:

$$P_f = 1 - \prod [1 - P_f(F_i)] \quad 6-7$$

Mittels P_f ist der Sicherheitsindex β leicht zu berechnen (vgl. Gleichung 2-26).

Tatsächlich sind viele Versagensfälle voneinander unabhängig. Deswegen muss bei der Systemsicherheit die Korrelation der Versagensfälle beachtet werden. Die Korrelationskoeffizientenmatrix $[M_2]$ („2“ steht für 2 Felder) von allen Grenzzustandsgleichungen ist in Gleichung 6-8 dargestellt. Da die Matrix $[M_2]$ symmetrisch ist, ist in Gleichung 6-8 nur die obere Hälfte beschrieben.

$$[M_2] = \begin{bmatrix} 1, \rho_{11'}, \rho_{12}, \rho_{12'}, \rho_{13}, \rho_{13'}, \rho_{14}, \rho_{14'} \\ 1, \rho_{1'2}, \rho_{1'2'}, \rho_{1'3}, \rho_{1'3'}, \rho_{1'4}, \rho_{1'4'} \\ 1, \rho_{22'}, \rho_{23}, \rho_{23'}, \rho_{24}, \rho_{24'} \\ 1, \rho_{2'3}, \rho_{2'3'}, \rho_{2'4}, \rho_{2'4'} \\ 1, \rho_{33'}, \rho_{34}, \rho_{34'} \\ 1, \rho_{3'4}, \rho_{3'4'} \\ 1, \rho_{44'} \\ 1 \end{bmatrix} \quad 6-8$$

mit: ρ_{ij} Korrelationskoeffizienten zwischen Grenzzustandsgleichungen „i“ und „j“, nachfolgend auch als ρ_{zizj} bezeichnet.

Die Elemente in der Matrix $[M_2]$ sind nach Gleichung 2-40 und 2-41 (vgl. Absatz 2.2.3.3) nachfolgend beispielhaft dargestellt.

$$\begin{aligned} \rho_{z_1 z_1'} &= \frac{\text{cov}(Z_1, Z_1')}{\sigma_{z_1} \cdot \sigma_{z_1'}} = \frac{0.4^2 \cdot \sigma_{M_3}^2}{\sigma_{z_1} \cdot \sigma_{z_1'}} \\ \text{cov}(Z_1, Z_1') &= 0 \cdot 1 \cdot \sigma_{M_2}^2 + \left(\frac{2}{5}\right)^2 \cdot \sigma_{M_3}^2 + 0 \cdot 1 \cdot \sigma_{M_4}^2 \\ &\quad + 0 \cdot \left(-\frac{6 \cdot l_1^2}{50}\right) \cdot \sigma_{q_1}^2 + 0 \cdot \left(-\frac{6 \cdot l_2^2}{50}\right) \cdot \sigma_{q_2}^2 \\ &\quad + 0 \cdot \left(-\frac{6 \cdot l_1^2}{25}\right) \cdot \sigma_{p_1}^2 + 0 \cdot \left(-\frac{6 \cdot l_2^2}{25}\right) \cdot \sigma_{p_2}^2 = \left(\frac{2}{5}\right)^2 \cdot \sigma_{M_3}^2 = (0.4)^2 \cdot \sigma_{M_3}^2 \end{aligned}$$

Hierbei ist:

$$\begin{aligned} \rho_{z_1 z_2} &= 1 \\ \rho_{z_1 z_2'} &= \frac{\sigma_{M_2}^2 + 0.4^2 \cdot \sigma_{M_3}^2 + \left(\frac{6}{50} l_1^2\right)^2 \cdot \sigma_{q_1}^2}{\sigma_{z_1} \cdot \sigma_{z_2'}} \\ \rho_{z_1 z_3} &= \frac{0.4^2 \cdot \sigma_{M_3}^2}{\sigma_{z_1} \cdot \sigma_{z_3}} \\ &\dots\dots \\ \rho_{z_3 z_3'} &= \frac{\sigma_{M_4}^2 + 0.4^2 \cdot \sigma_{M_3}^2 + \left(\frac{6}{50} l_2^2\right)^2 \cdot \sigma_{q_2}^2}{\sigma_{z_3} \cdot \sigma_{z_3'}} \end{aligned}$$

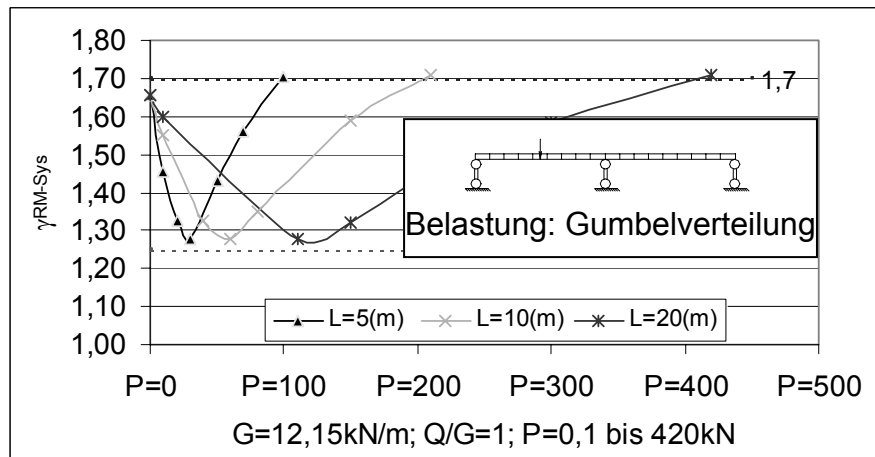
Auf diese Art und Weise kann man alle ρ_{zizj} berechnen. Nach Gleichung 2-44 und 2-45 wird ein komplexer Korrelationskoeffizient ρ berechnet. Anschließend wird die Wahrscheinlichkeit der Sicherheit des Systems nach Gleichung 2-43 berechnet.

Nachfolgend werden zwei Beispiele mit einer Spannweite von 5 bis 20 m und unter einer Belastung mit einem Verhältnis der Nutzlast zur Eigenlast von 1 (vgl. Bild 6-6) und 5 (vgl. Bild 6-7) betrachtet.

Die Auswirkungen der Einzelkraft werden dabei deutlich, wobei eine Einzelkraft unterhalb einer gewissen Größenordnung, den Sicherheitsindex β des Systems erhöht im Vergleich zu dem Fall ohne Einzellast. Die Obergrenze der Einzelkraft ist ungefähr so groß wie die resultierende Größe der Gleichstreckenlast (einschließlich Eigengewicht und Nutzlast) eines Feldes (vgl. Tabelle 6-3).

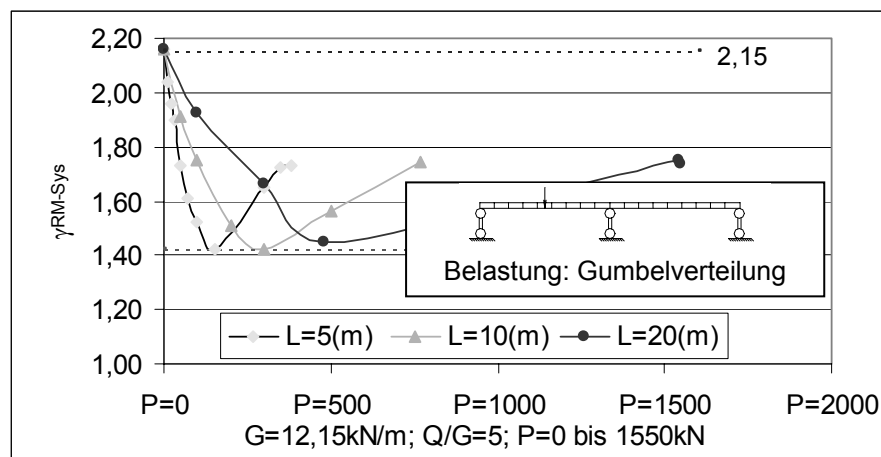
Tabelle 6-3: Einfluss der Einzelkraft auf den Sicherheitsindex bei $Q/G = 1$

Spannweite [m]	Gesamt G+Q [kN]	Kritische P [kN]	$\Sigma(G+Q) / \text{Max}(P)$
5	$12,15 \cdot 2 \cdot 5 = 121,5$	100	1,22
10	243	210	1,16
20	486	420	1,16

Bild 6-6 Einfluss der Einzelkraft mit einem Verhältnis $Q/G = 1$

Hierbei in Bild ist: $\gamma_{\text{RM-Sys}} = \gamma_{\text{RM}} \cdot \gamma_{\text{Sys}}$

Wie im Bild 6-6 dargestellt, wird die Einzelkraft nicht weiter erhöht, da sonst ein entsprechend den Größen P und $Q+G$ konstruierter Querschnitt in einem anderen Feld ohne die Belastung P (vgl. Bild 6-4 rechtes Feld) eine zu große Sicherheit (z.B. $\beta \geq 7,3$) bekommt.

Bild 6-7 Einfluss der Einzelkraft mit einem Verhältnis $Q/G = 5$

Um die dargestellten Ergebnisse des Einflusses der Einzelkraft zu untermauern, sind nachfolgend zwei weitere Beispiele ausgeführt. Hierbei handelt es sich im ersten Fall um einen Einfeldträger der auf einer Seite fest eingespannt ist (vgl. Bild 6-8) und im zweiten Fall um einen beiderseits gelenkig gelagert Einfeld träger (vgl. Bild 6-11).

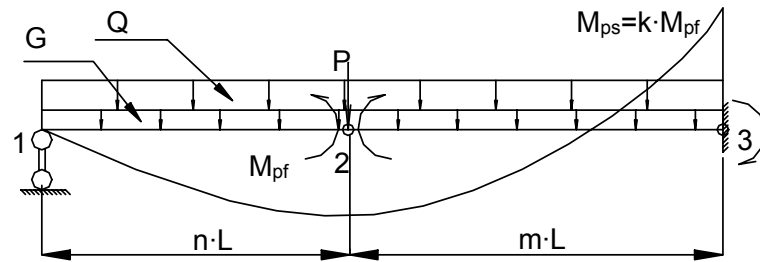


Bild 6-8 Einfluss der Einzelkraft bei einem einseitig fest eingespannten Einfeldträger

Für den einseitig eingespannten Einfeldträger (Bild 6-8) ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung:

$$M_{PF} = \frac{1}{1+k \cdot n} \cdot [(m \cdot n \cdot L) \cdot \gamma_P \cdot P + \frac{m \cdot n \cdot L^2}{2} \cdot (\gamma_Q \cdot Q + \gamma_G \cdot G)]$$

$$M_{PS} = k \cdot M_{PF} = \frac{k}{1+k \cdot n} \cdot [(m \cdot n \cdot L) \cdot \gamma_P \cdot P + \frac{m \cdot n \cdot L^2}{2} \cdot (\gamma_Q \cdot Q + \gamma_G \cdot G)]$$

Hierbei sind:

M_{PF} , M_{PS} plastischer Bemessungswert des Widerstands nach Fließgelenktheorie und EC 4 im Feld und über der Stütze

γ_G , γ_Q , γ_P Beiwerte der Belastungen: Eigenlast $\gamma_G = 1,35$; Nutzungslast $\gamma_Q = 1,5$; Einzelnutzungslast $\gamma_P = 1,5$

L Spannweite ($n+m = 1$)

Mit dem Prinzip der virtuellen Verrückung ergibt sich die Grenzzustandsgleichung des in Bild 6-8 dargestellten Systems entsprechend Gleichung 6-9:

$$Z_1 = [M_2 + \frac{n}{n+m} \cdot M_3] - [\frac{n \cdot m}{n+m} \cdot \frac{(Q+G) \cdot l^2}{2} + \frac{n \cdot m \cdot L}{n+m} \cdot P] \quad 6-9$$

Hierbei sind: M_2 Mittelwert von M_{PF} ; M_3 Mittelwert von M_{PS} .

Mit den Annahmen, die in Tabelle 6-4 dargestellt sind, kann der Sicherheitsindex β für die Struktur, die im Bild 6-8 gezeigt ist auf Basis des Mittelwerts μ_Z und der Standardabweichung σ_Z entsprechend Gleichung 6-9 berechnet werden. Für das Ziel $\beta = 4,7$ ergibt sich ein γ_{Global} für eine entsprechende Einzelkraft P bei einer bestimmten Spannweite L .

Tabelle 6-4: Einfluss der Einzelkraft bei einem einseitig fest eingespannten Einfeldträger

Variable	Werte	Verteilung	Variationskoeffizient δ
$L =$	5 bis 20 m	deterministisch	/
$G =$	12,15 kN/m	normal	5%
$Q =$	$k_q \cdot G$	normal	50%
$P =$	0,1 bis 20000 kN	normal	50%
M_{pl}^F und M_{pl}^S		normal	10%
$M_{pl}^F/M_{pl}^S =$	0,6	deterministisch	/
$k_q = Q/G =$	1 und 5	deterministisch	/

Das Ergebnis der Berechnungen dieses vereinfachten Systems mit dem Ziel einen Sicherheitsindex $\beta = 4,7$ zu erreichen sind im Bild 6-9 und 6-10 dargestellt.

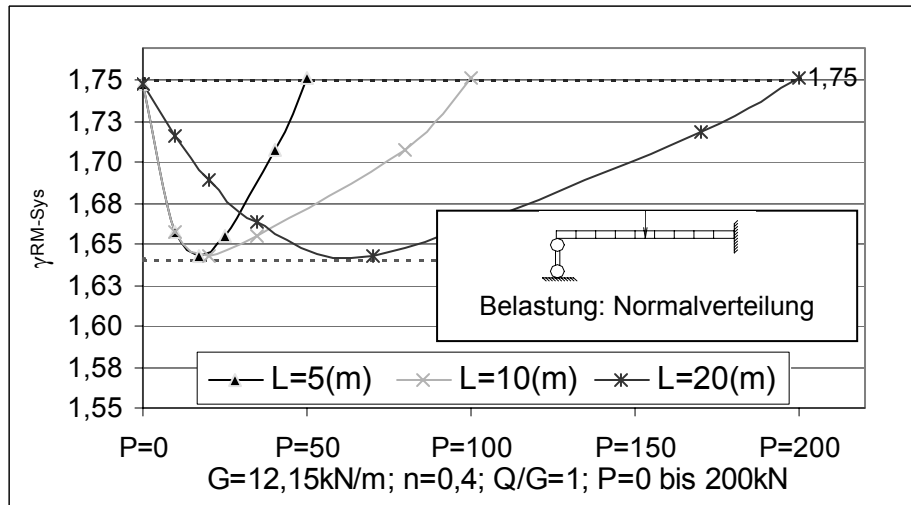


Bild 6-9 Einfluss der Einzelkraft bei einem einseitig fest eingespannten Einfeldträger mit einem Verhältnis $Q/G = 1$ und $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$

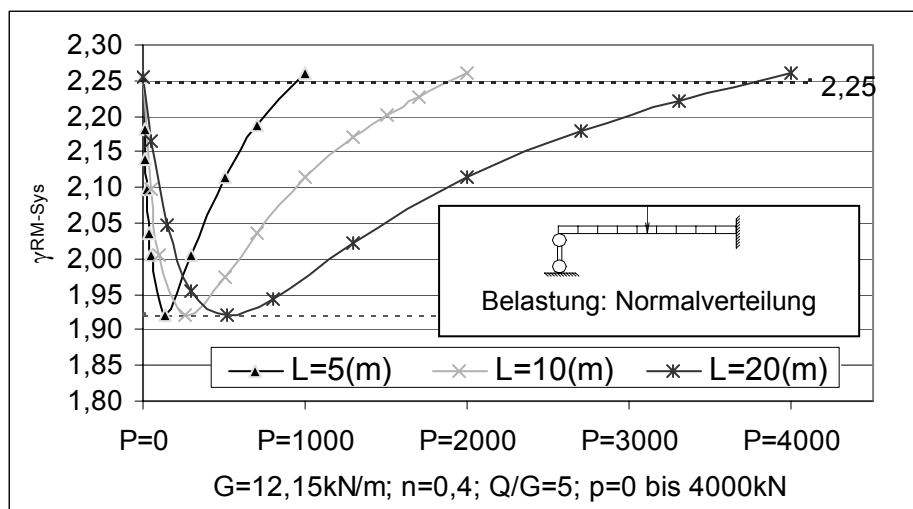


Bild 6-10 Einfluss der Einzelkraft bei einem einseitig fest eingespannten Einfeldträger mit einem Verhältnis $Q/G = 5$ und $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$

Der ungünstigste Lastfall für das Beispiel „Einfeldträger“ ergibt sich, wenn die Einzelkraft in Feldmitte steht und die Gleichstreckenlast voll auf dem gesamten Träger wirkt. Alle statistischen Variablen sind in Tabelle 6-4 dargestellt.

Somit ergibt sich das kritische Biegemoment in Feldmitte wie folgt:

$$\text{Schnittgröße in der Feldmitte: } S = M_{\text{PF}} = \frac{(Q + G) \cdot l^2}{8} + \frac{P \cdot l}{4}$$

$$\Rightarrow \text{Der Mittelwert der Bemessung: } \mu_R = \gamma_{\text{RM-Sys}} \cdot \left[\frac{(\gamma_Q \cdot Q + \gamma_G \cdot G) \cdot l^2}{8} + \frac{\gamma_P \cdot P \cdot l}{4} \right]$$

$$\Rightarrow \text{Grenzzustandsfunktion: } Z = R - S$$

⇒ Sicherheitsindex:

$$\beta = \frac{\gamma_{RM-Sys} \cdot \left[\frac{(\gamma_Q \cdot Q + \gamma_G \cdot G) \cdot l^2}{8} + \frac{\gamma_P \cdot P \cdot l}{4} \right] - \left[\frac{(Q + G) \cdot l^2}{8} + \frac{P \cdot l}{4} \right]}{\sqrt{\sigma_R^2 + \left[\left(\frac{l^2}{8} \right)^2 \cdot (\sigma_Q^2 + \sigma_G^2) + \left(\frac{l}{4} \cdot \sigma_P \right)^2 \right]}}$$

Hierbei sind:

Q und P Nutzungslast Gleichstreckenlast [kN/m] und Einzellast [kN]
 G Eigenlast (G = Q = 10 kN/m)
 L Spannweite [m]
 $\sigma_R, \sigma_P, \sigma_Q, \sigma_G$ Standardabweichung

Die Beziehung zwischen γ_{RM-Sys} und P bzw. L wird im Bild 6-11 dargestellt (vgl. Bild 6-11).

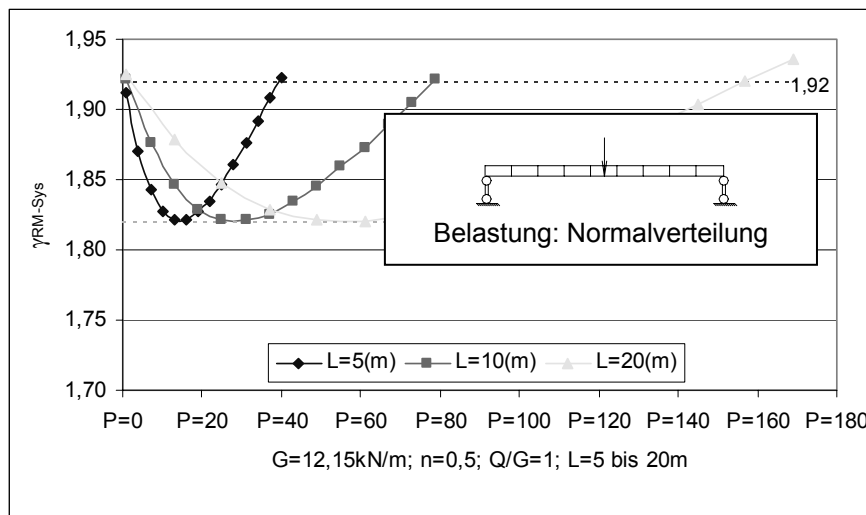


Bild 6-11 Einfluss der Einzelkraft bei Einfeldträger
mit einem Verhältnis $Q/G = 1$ und $\beta_{Sys} = 4,7$

Damit wird bestätigt, dass eine Einzelkraft P die Sicherheit des Systems positiv beeinflusst, wenn P kleiner als eine gewisse obere Grenze ist.

Neben den oben beschriebenen Beispielen kann dieses Phänomen noch an Hand weiterer Beispiele wie z.B. einem Einfeldträger mit einer Einzelkraft P, einer konstanten Gleichstreckenlast Q oder mit P und Q gleichzeitig (vgl. Tabelle 6-6) erklärt werden.

Tabelle 6-6: Einfeldträger mit einer Einzelkraft P oder einer konstanten Gleichstreckenlast Q im Vergleich mit P und Q gleichzeitig

Einfeldträger mit Einzelkraft P	Einfeldträger mit konstanter Gleichstreckenlast Q
Annahme: $\gamma_P = 1,5$; $\gamma_{RM} = 2$; $\gamma = 2 \times 1,5 = 3$ $\delta_P = 50\%$; $\delta_R = 10\%$; $\mu_R = \gamma \cdot \frac{P \cdot L}{4}$	Annahme: $\gamma_Q = 1,5$; $\gamma_{RM} = 2$; $\gamma = 2 \times 1,5 = 3$ $\delta_Q = 50\%$; $\delta_R = 10\%$; $\mu_R = \gamma \cdot \frac{Q \cdot L^2}{8}$
$Z_P = R - \frac{P \cdot L}{4}$	$Z_Q = R - \frac{Q \cdot L^2}{8}$
$\beta_P = \frac{(\gamma - 1) \cdot [\frac{P \cdot L}{4}]}{\sqrt{(\frac{P \cdot L}{4})^2 \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_P^2)}} = \frac{(\gamma - 1)}{\sqrt{\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_P^2}} = 3,430$	$\beta_Q = \frac{(\gamma - 1) \cdot [\frac{Q \cdot L^2}{8}]}{\sqrt{(\frac{Q \cdot L^2}{8})^2 \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_Q^2)}} = \frac{(\gamma - 1)}{\sqrt{\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_Q^2}} = 3,430$
Hier ist $\delta_P = \delta_Q = 50\%$, daher ist $\beta_P = \beta_Q$, wenn die Bemessungskriterien für beide Träger gleich sind.	
Nun wird der Einfeldträger mit einer Einzelkraft P und einer konstanten Gleichstreckenlast Q belastet. Die Bemessungskriterien sind die gleichen, wie oben dargestellt.	
$\mu_R = \gamma \cdot (\frac{P \cdot L}{4} + \frac{Q \cdot L^2}{8})$ und $Z = R - (\frac{P \cdot L}{4} + \frac{Q \cdot L^2}{8})$	
$\beta = \frac{(\gamma - 1) \cdot [\frac{P \cdot L}{4} + \frac{Q \cdot L^2}{8}]}{\sqrt{(\frac{P \cdot L}{4})^2 \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_P^2) + (\frac{Q \cdot L^2}{8})^2 \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_Q^2) + 2 \cdot (\frac{P \cdot L}{4}) \cdot (\frac{Q \cdot L^2}{8}) \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2)}}$	

Nun werden $P = \xi \cdot (Q \cdot L / 2)$ und $\delta_P = \delta_Q$ gesetzt. Hierbei ist $\xi > 0$.

Somit ergibt sich der Sicherheitsindex β des Systems zu:

$$\begin{aligned}
 \beta &= \frac{(\xi + 1) \cdot (\gamma - 1) \cdot [\frac{Q \cdot L^2}{8}]}{\sqrt{(\xi^2 + 1) \cdot (\frac{Q \cdot L^2}{8})^2 \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_P^2) + 2 \cdot \xi \cdot (\frac{Q \cdot L^2}{8})^2 \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2)}} \\
 &> \frac{(\xi + 1) \cdot (\gamma - 1)}{\sqrt{(\xi^2 + 1) \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_P^2) + 2 \cdot \xi \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_P^2)}} \\
 &= \frac{(\xi + 1) \cdot (\gamma - 1)}{\sqrt{(\xi^2 + 2 \cdot \xi + 1) \cdot (\gamma^2 \cdot \delta_R^2 + \delta_P^2)}} = \beta_P = \beta_Q
 \end{aligned}$$

Dies bedeutet, dass der Sicherheitsindex β eines Systems unter Belastung einer Einzelkraft P und einer Gleichstreckenlast Q größer ist als wenn die Einzelkraft P nicht wirken würde. Analog gilt auch, dass der Sicherheitsindex β des Systems unter

Belastung einer Gleichstreckenlast Q und auch einer Einzellast P zusammen größer ist als wenn die Gleichstreckenlast nicht wirken würde. Diese Phänomene sind im Bild 6-12 und 6-13 dargestellt.

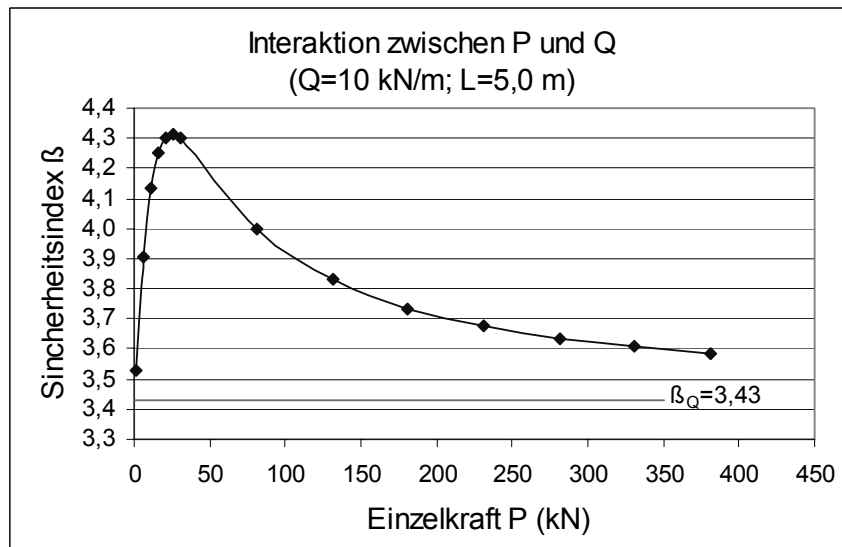


Bild 6-12 Der Einfluss der Einzellast P

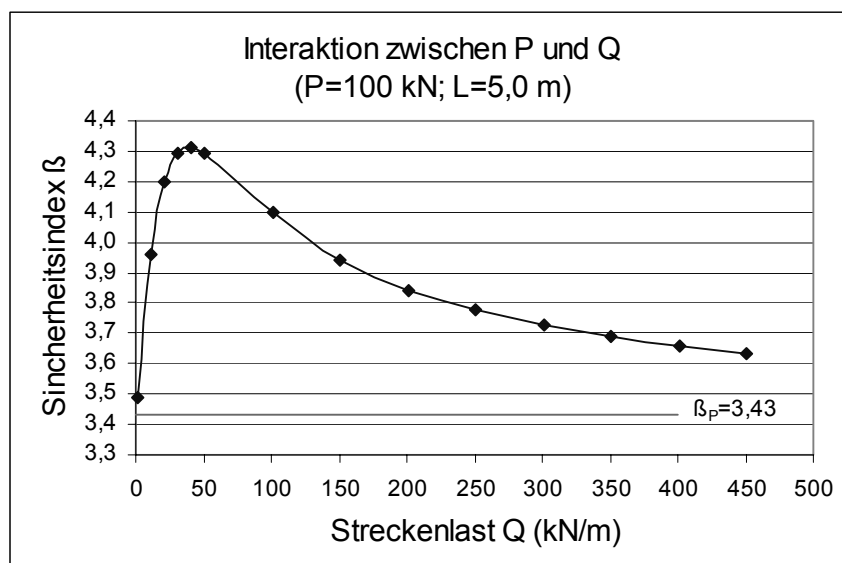


Bild 6-13 Der Einfluss der Gleichstreckenlast Q

Im Rahmen dieser Arbeit können nun die folgenden Schlußfolgerungen gezogen werden:

1. Auf der Sicherheitsseite beeinflusst eine Einzellast das System positiv.
2. Der Systemsicherheitsbeiwert γ_{sys} hängt nicht von der Spannweite L und Gesamtlast ab (vgl. Tabelle 6-6).

Das berechnete Beispiel zeigt, dass für das Sicherheitsniveau eines Systems eine Einzellast P eine positive Auswirkung hat. Wird die Einzellast P bei der Berechnung allerdings berücksichtigt, so steigt die Versagensmöglichkeit und die Berechnungsarbeit fast um das doppelte im Vergleich zu einer Berechnung ohne Berücksichtigung der Einzellast P (vgl. Abschnitt 6.1.3). Aus diesem Grund wird die Einzellast P für die andere Fälle nicht berücksichtigt.

6.2.3 Verifizierung des Sicherheitsniveaus eines Zweifeldträgers

Das Berechnungsmodell und die Lastfälle sind analog zu der Darstellung in Abschnitt 6.1.2, wobei die Einzelkraft „P“ im Bild 6-3 und 6-4 gleich null gesetzt wird (vgl. Bild 6-14 und 6-15).

Lastfall 1: Kritischer Querschnitt in Feldmitte:

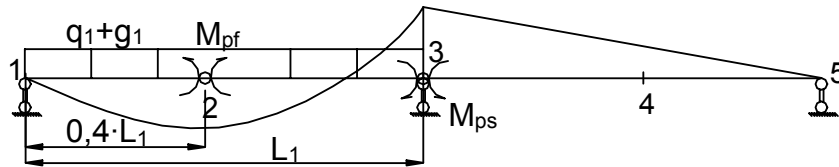


Bild 6-14 Zweifeldträger ohne Einzelkraft – Lastfall 1

Die Grenzzustandsgleichungen sind in Tabelle 6-7 dargestellt.

Tabelle 6-7: Versagensmöglichkeiten eines Zweifeldträgers ohne Einzelkraft – Lastfall 1

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
F_1	2,3	$Z_1 = [M_2 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6q_1 \cdot l_1^2}{50}]$
F_1'	(3,4) Symmetrie von F_1	$Z_1' = [M_4 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6q_2 \cdot l_2^2}{50}]$

Lastfall 2: Kritischer Querschnitt der Mittelstütze:

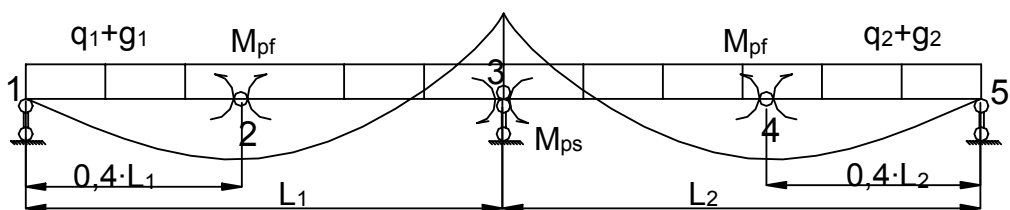


Bild 6-15 Zweifeldträger ohne Einzelkraft – Lastfall 2

Die Grenzzustandsgleichungen des Systems nach Bild 6-15 werden in der Tabelle 6-8 aufgelistet.

Tabelle 6-8: Versagensmöglichkeit eines Zweifeldträgers ohne Einzelkraft - Lastfall 2

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
F_2	2, 3	$Z_2 = [M_2 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6q_1 \cdot l_1^2}{50}]$
F_3	3, 4	$Z_3 = [M_4 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6q_2 \cdot l_2^2}{50}]$

Die Matrix des Korrelationskoeffizienten von allen Versagensgleichungen ergibt sich direkt aus Gleichung 6-8, wobei man $\sigma_P = 0$ setzt.

Mit Hilfe der Beziehung für die Systemversagenswahrscheinlichkeit nach Gleichung 2-43 lässt sich unter Verwendung der Koeffizientenmatrix nach Gleichung 6-8 der Sicherheitsindex β_{Sys} für das System bestimmen.

Die Berechnungsergebnisse unter der Bedingung $\beta_{Sys}=4,7$ sind in Tabelle 6-9 und in Bild 6-16 schematisch dargestellt.

Tabelle 6-9: γ_{Sys} - β_{Sys} Beziehung eines Zweifeldträgers mit Ziel $\beta_{Sys} = 4,7$

$k_q = Q/G$	γ_{Sys}	β_1	$\beta_{1'}$	β_2	β_3	β_{Sys}
0,1	0,970	4,954	4,954	4,954	4,957	4,694
0,3	1,000	4,921	4,921	4,921	4,919	4,694
0,5	1,019	4,935	4,935	4,935	4,947	4,694
0,7	1,024	4,918	4,918	4,918	4,938	4,694
1,0	1,031	4,946	4,946	4,946	4,909	4,694
2,0	1,035	4,925	4,925	4,925	4,923	4,694
3,0	1,046	4,945	4,945	4,945	4,923	4,694
4,0	1,050	4,921	4,921	4,921	4,940	4,694
5,0	1,054	4,939	4,939	4,939	4,963	4,694

Wenn das Verhältnis Q/G größer als 0,3 ist, reicht der Beiwert γ_{RM} für einen Zweifeldträger nicht mehr aus, um das geforderte Sicherheitsniveau zu gewährleisten (vgl. Tabelle 6-9). In diesen Fällen muss der Sicherheitsbeiwert um den Faktor γ_{Sys} erhöht werden, damit das System eine genügende Sicherheit bzw. ein β_{Sys} von 4,7 besitzt. Die Beziehung zwischen γ_{RM} , γ_{Sys} und γ_{CS} ist in Gleichung 6-10 dargestellt.

$$\gamma_{RM-Sys} = \gamma_{Sys} \cdot \gamma_{RM} = \gamma_{Sys} \cdot \gamma_{CS} \cdot \gamma_{RM-EC4} \quad 6-10$$

Die Beiwerte γ_{RM} und γ_{RM-EC4} wurden entsprechend Tabelle 5-3, 5-4 und Abschnitt 5.2.3.1 berechnet. Die Berechnungsergebnisse des γ_{Sys} sind in Tabelle 6-9 und schematisch im Bild 6-16 dargestellt.

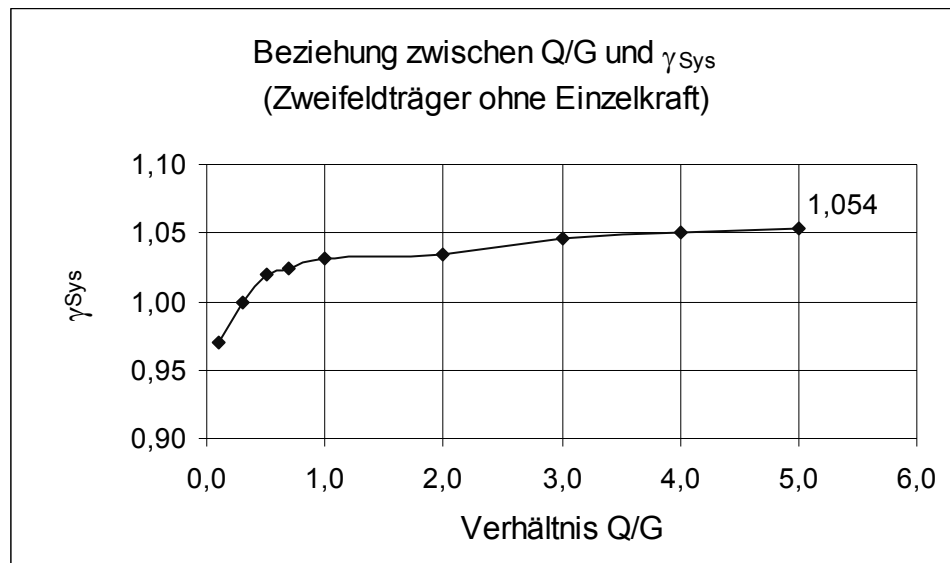
Bild 6-16 γ_{Sys} in Abhängigkeit vom Verhältnis Q/G

Bild 6-16 zeigt, dass für einen Zweifeldträger ein $\gamma_{\text{Sys}} = 1,05$ für Verhältniswert $Q/G < 5$ bereits ausreichend ist. In Tabelle 6-10 wird β_{Sys} von einem Zweifeldträger mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1$ dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass mit einem $\gamma_{\text{Sys}} = 1$ das System noch mindestens einen Sicherheitsindex β von 4,5 hat. Dies ist akzeptierbar, da dies eine Abweichung von nur 4,4% $[(4,7-4,5)/4,5 = 4,4\%]$ darstellt.

Tabelle 6-10: β_{Sys} Werte von Zweifeldträger mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1$

$k_q = Q/G$	γ_{Sys}	β_1	β_1'	β_2	β_3	β_{Sys}
0,1	1,000	5,266	5,266	5,266	5,272	5,000
0,3		4,921	4,921	4,921	4,919	4,694
0,5		4,849	4,849	4,849	4,856	4,582
0,7		4,818	4,818	4,818	4,823	4,545
1,0		4,798	4,798	4,798	4,809	4,545
2,0		4,794	4,794	4,794	4,789	4,545
3,0		4,784	4,784	4,784	4,781	4,508
4,0		4,766	4,766	4,766	4,777	4,508
5,0		4,766	4,766	4,766	4,775	4,508

6.2.4 Verifizierung des Sicherheitsniveaus eines Dreifeldträgers

Lastfall 1: Kritischer Fall in Feldmitte (Endfeld):

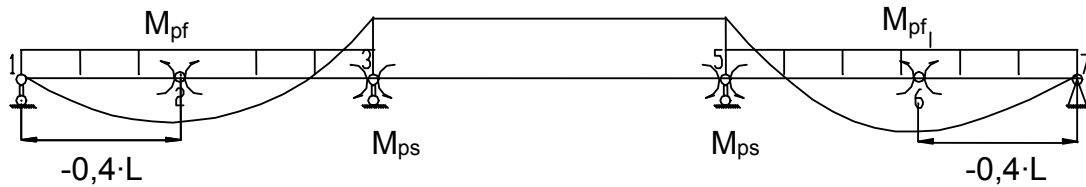


Bild 6-17 Dreifeldträger – Lastfall 1

Tabelle 6-11: Versagensmöglichkeit Dreifeldträger – Lastfall 1

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
F_1	2,3	$Z_1 = [M_2 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6q_1 \cdot l_1^2}{50}]$
F_1'	(5,6) Symmetrie von F_1	$Z_1' = [M_6 + \frac{2}{5} \cdot M_5] - [\frac{6q_3 \cdot l_3^2}{50}]$

Lastfall 2: Kritischer Fall über der Innenstütze:

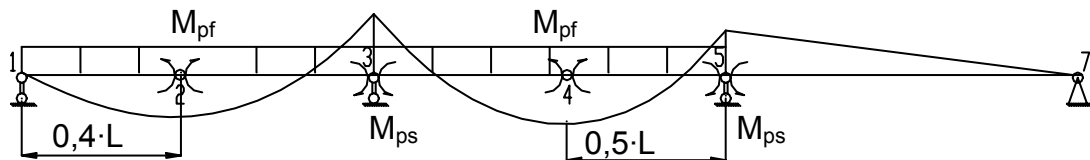


Bild 6-18 Dreifeldträger – Lastfall 2

Tabelle 6-12: Versagensmöglichkeit Dreifeldträger – Lastfall 2

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
F_3	2,3	$Z_3 = [M_2 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6q_1 \cdot l_1^2}{50}]$
F_4	3, 4, 5	$Z_4 = [0,5 \cdot M_3 + M_4 + 0,5 \cdot M_5] - [\frac{l_2^2}{8} \cdot q_2]$
F_4'	3, 4, 5	$Z_4' = [0,5 \cdot M_3 + M_4 + 0,5 \cdot M_5] - [\frac{l_2^2}{8} \cdot q_2]$
F_3'	5, 6	$Z_3' = [M_6 + \frac{2}{5} \cdot M_5] - [\frac{6q_3 \cdot l_3^2}{50}]$

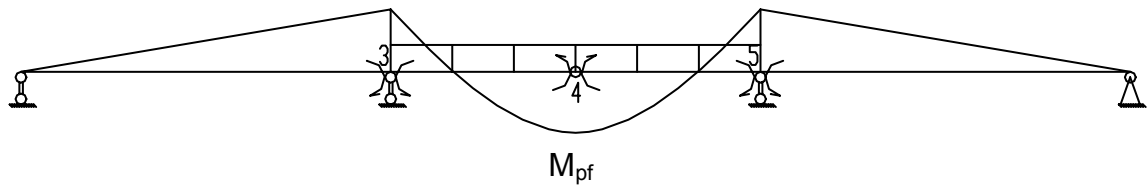
Lastfall 3: Kritischer Fall in Feldmitte (Innenfeld):

Bild 6-19 Dreifeldträger – Lastfall 3

Tabelle 6-13: Versagensmöglichkeit Dreifeldträger– Lastfall 3

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
F ₆	3, 4, 5	$Z_6 = [\frac{1}{2} \cdot M_3 + M_4 + \frac{1}{2} \cdot M_5] - [\frac{q_2 \cdot l_2^2}{8}]$

Der Versagensbaum des Systems ist in Bild 6-20 dargestellt. Es handelt sich um ein Seriensystem.

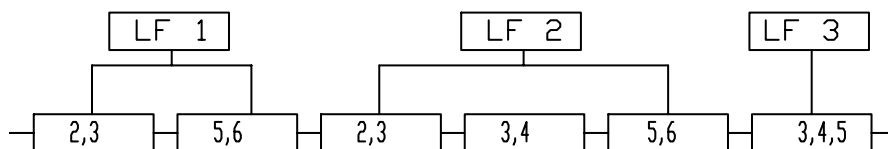


Bild 6-20 Versagensbaum - Dreifeldträger

Die Versagensmöglichkeit des Systems lautet:

$$P_f = P(F_1 \cup F_{1'} \cup F_3 \cup F_{3'} \cup F_4 \cup F_{4'} \cup F_6) \quad 6-11$$

Die Matrix der Korrelationskoeffizienten von allen Grenzzustandsgleichungen ist in Gleichung 6-12 dargestellt.

$$[M_3] = \begin{bmatrix} 1, \rho_{11'}, \rho_{13}, \rho_{13'}, \rho_{14}, \rho_{14'}, \rho_{16} \\ 1, \rho_{1'3}, \rho_{1'3'}, \rho_{1'4}, \rho_{1'4'}, \rho_{1'6} \\ 1, \rho_{33'}, \rho_{34}, \rho_{34'}, \rho_{36} \\ 1, \rho_{3'4}, \rho_{3'4'}, \rho_{3'6} \\ 1, \rho_{44'}, \rho_{46} \\ 1, \rho_{4'6} \\ 1 \end{bmatrix} \quad 6-12$$

Die Elemente in Matrix [M₃] können beispielsweise wie folgt berechnet werden:

$$\rho_{z_1 z_{1'}} = 0$$

$$\rho_{z_1 z_3} = 1$$

$$\rho_{z_1 z_4} = \frac{0.4 \cdot 0.5 \cdot \sigma_{M_3}^2}{\sigma_{z_1} \cdot \sigma_{z_4}}$$

.....

$$\rho_{z_4 z_6} = \frac{0,5^2 \cdot \sigma_{M_3}^2 + \sigma_{M_4}^2 + 0,5^2 \cdot \sigma_{M_5}^2 + \left(\frac{1}{8} \cdot \frac{1}{2}\right)^2 \cdot \sigma_{q_2}^2}{\sigma_{z_4} \cdot \sigma_{z_6}}$$

Die Kalibrierungsergebnisse für Dreifeldträger sind in Tabelle 6-14 und in Bild 6-21 schematisch dargestellt.

Tabelle 6-14: γ_{Sys} - β_{Sys} Beziehung - Dreifeldträger mit Ziel $\beta_{\text{Sys}} = 4.7$

$k_q = Q/G$	γ_{Sys}	β_1	$\beta_{1'}$	β_3	$\beta_{3'}$	β_4	$\beta_{4'}$	β_6	β_{Sys}
0,1	0,970	4,954	4,954	4,954	4,954	5,424	5,424	5,424	4,694
0,3	1,014	5,000	5,000	5,000	5,000	5,141	5,141	5,141	4,694
0,5	1,034	5,011	5,011	5,011	5,011	5,092	5,092	5,092	4,694
0,7	1,049	5,041	5,041	5,041	5,041	5,135	5,135	5,135	4,694
1,0	1,055	5,018	5,018	5,018	5,018	5,093	5,093	5,093	4,694
2,0	1,060	5,025	5,025	5,025	5,025	5,083	5,083	5,083	4,694
3,0	1,069	5,056	5,056	5,056	5,056	5,086	5,086	5,086	4,694
4,0	1,069	5,055	5,055	5,055	5,055	5,053	5,053	5,053	4,694
5,0	1,069	5,052	5,052	5,052	5,052	5,043	5,043	5,023	4,694

Vom Berechnungsprozess des Dreifeldträgers ausgehend steht fest, dass das Versagen des Dreifeldträgers unter Gleichstreckenlast in den beiden Endfeldern eine Schlüsselrolle spielt.

In Tabelle 6-14 sind β_1 , $\beta_{1'}$, β_3 , $\beta_{3'}$ der Endfelder genannt. β_4 ist vom Innenfeld. Aber β_4 ist deutlich größer als andere β_i . Hier kann der Versagensfall F_4 vernachlässigt werden. β_6 ist ebenfalls vom Innenfeld. Es ist zwar größer als $\beta_1 \sim \beta_3$, aber auch mit $\beta_1 \sim \beta_3$ vergleichbar. Aber für das Dreifeldträgersystem hat β_6 weniger als 20% Gewicht von γ_{Sys} gehabt. Wenn andere mehr als 80% Gewicht haben (von β_1 , $\beta_{1'}$, β_3 , $\beta_{3'}$) und einfach zu berechnen wären, lohnt es sich für das System nur diese 80% zu berechnen. Dieses Ergebnis (Endfelder spielen die Schlüsselrolle) erscheint beim Vierfeldträgersystem ebenso.

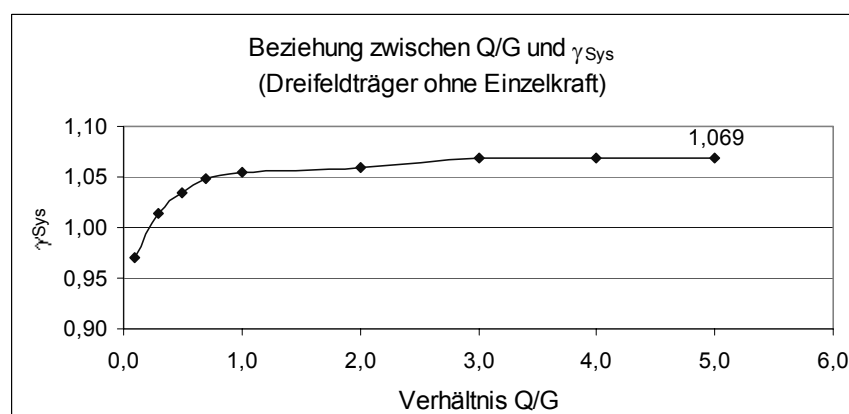


Bild 6-21 Erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert γ_{Sys} für einen Sicherheitsindex $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$ mit entsprechendem Verhältnis Q/G

Für Dreifeldträger scheint, dass $\gamma_{\text{Sys}} = 1,07$ ist.

In Tabelle 6-15 ist β_{Sys} vom Dreifeldträger mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1$ berechnet. Die Ergebnisse zeigen, dass mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1$ das System noch $\beta = 4,4$ hat. Es ist nicht akzeptabel, da $(4,7-4,4)/4,4 = 6,8\%$ ist.

Tabelle 6-15: β_{Sys} Werte vom Dreifeldträger mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1$

$k_q = Q/G$	γ_{Sys}	β_1	$\beta_{1'}$	β_3	$\beta_{3'}$	β_4	$\beta_{4'}$	β_6	β_{Sys}
0,1	1,0	5,272	5,272	5,272	5,272	6,214	6,214	5,765	>5,0
0,3		4,919	4,919	4,919	4,919	5,636	5,636	5,034	4,619
0,5		4,856	4,856	4,856	4,856	5,058	5,058	4,919	4,508
0,7		4,823	4,823	4,823	4,823	5,060	5,060	4,887	4,470
1,0		4,804	4,804	4,804	4,804	4,953	4,953	4,855	4,433
2,0		4,789	4,789	4,789	4,789	4,920	4,920	4,837	4,433
3,0		4,771	4,771	4,771	4,771	4,931	4,931	4,829	4,414
4,0		4,764	4,764	4,764	4,764	4,923	4,923	4,824	4,414
5,0		4,762	4,762	4,762	4,762	4,919	4,919	4,823	4,414

6.2.5 Verifizierung des Sicherheitsniveaus eines Vierfeldträgers

Lastfall 1: Kritischer Fall in der Feldmitte (Endfeld):

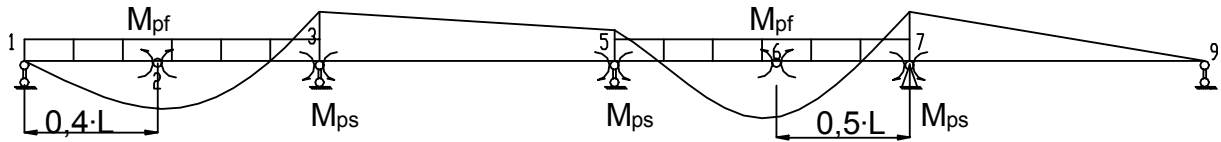


Bild 6-22 Vierfeldträger – Lastfall 1

Tabelle 6-16: Versagensmöglichkeit Vierfeld – Lastfall 1

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
F_1	2, 3	$Z_1 = [M_2 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6q_1 \cdot l_1^2}{50}]$
F_2	5, 6, 7	$Z_2 = [\frac{1}{2} \cdot M_5 + M_6 + \frac{1}{2} \cdot M_7] - [\frac{q_3 \cdot l_3^2}{8}]$
F_1'	7, 8	$Z_1' = [M_8 + \frac{2}{5} \cdot M_7] - [\frac{6q_4 \cdot l_4^2}{50}]$
F_2'	3, 4, 5	$Z_2' = [\frac{1}{2} \cdot M_3 + M_4 + \frac{1}{2} \cdot M_5] - [\frac{q_2 \cdot l_2^2}{8}]$

Da Feld 1 (Gelenke 2, 3) und Feld 3 (Gelenke 5, 6, 7) voneinander unabhängig sind, wird deswegen die Versagensmöglichkeit für das gleichzeitige Versagen in beiden Feldern:

$$F_1 + F_2: \quad P_f(F_1 \cap F_2) = P_f(F_1) \cdot P_f(F_2) \quad 6-13$$

Hier ist die Versagenswahrscheinlichkeit $P_f(F_1 \cap F_2)$ vernachlässigbar im Vergleich zu $P_f(F_1)$, $P_f(F_2)$.

Lastfall 2: Kritischer Fall über der ersten Innenstütze (Knoten 3):

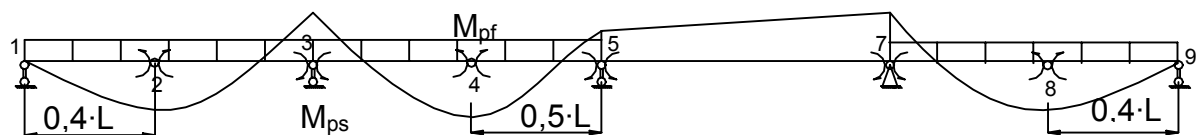


Bild 6-23 Vierfeldträger – Lastfall 2

Tabelle 6-17: Versagensmöglichkeit Vierfeld – Lastfall 2

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
F_3	2, 3	$Z_3 = Z_1$
F_4	3, 4, 5	$Z_4 = [0,5 \cdot M_3 + M_4 + 0,5 \cdot M_5] - [\frac{l_2^2}{8} \cdot q_2]$
F_5	7, 8	$Z_5 = Z_1'$
F_3'	7, 8	$Z_3' = Z_1'$
F_4'	5, 6, 7	$Z_4' = [0,5 \cdot M_5 + M_6 + 0,5 \cdot M_7] - [\frac{l_3^2}{8} \cdot q_3]$
F_5'	2, 3	$Z_5' = Z_1$

F_3 (2,3) mit F_5 (7,8) oder F_4 (3,4,5) mit F_5 (7,8) wird, wie im vorhergehenden Fall, ebenfalls nicht gleichzeitig auftreten.

Lastfall 4: Kritischer Fall über der zweiten Innenstütze (Knoten 5):

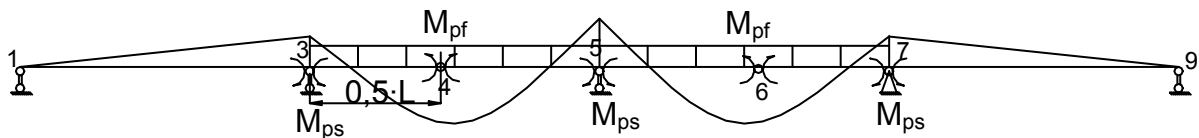


Bild 6-24 Vierfeldträger – Lastfall 4

Tabelle 6-18: Versagensmöglichkeit Vierfeldträger – Lastfall 4

Versagensfall	Kinematische Gelenke	Grenzzustandsgleichung
F_9	3, 4, 5	$Z_9 = [\frac{1}{2} \cdot M_3 + M_4 + \frac{1}{2} \cdot M_5] - [\frac{l_2^2}{8} \cdot q_2]$
F_{10}	5, 6, 7	$Z_{10} = [\frac{1}{2} \cdot M_5 + M_6 + \frac{1}{2} \cdot M_7] - [\frac{l_3^2}{8} \cdot q_3]$

Es ist auch ein Seriensystem. Hier ist der Versagensbaum nicht beschrieben, da er ähnlich wie in Bild 6-5 und 6-20 ist.

Dann ist die Versagensmöglichkeit des Systems:

$$P_f = P(F_1 \cup F_1' \cup F_2 \cup F_2' \cup F_3 \cup F_3' \cup F_4 \cup F_4' \cup F_5 \cup F_5' \cup F_9 \cup F_{10}) \quad 6-14$$

Die Matrix der Korrelationskoeffizienten ist nachfolgend dargestellt in Gleichung 6-15:

$$[M_4] = \begin{bmatrix} 1, \rho_{11'}, \rho_{12}, \rho_{12'}, \rho_{13}, \rho_{13'}, \rho_{14}, \rho_{14'}, \rho_{15}, \rho_{15'}, \rho_{19}, \rho_{110} \\ 1, \rho_{1'2}, \rho_{1'2'}, \rho_{1'3}, \rho_{1'3'}, \rho_{1'4}, \rho_{1'4'}, \rho_{1'5}, \rho_{1'5'}, \rho_{1'9}, \rho_{1'10} \\ 1, \rho_{22'}, \rho_{23}, \rho_{23'}, \rho_{24}, \rho_{24'}, \rho_{25}, \rho_{25'}, \rho_{29}, \rho_{210} \\ 1, \rho_{2'3}, \rho_{2'3'}, \rho_{2'4}, \rho_{2'4'}, \rho_{2'5}, \rho_{2'5'}, \rho_{2'9}, \rho_{2'10} \\ 1, \rho_{33'}, \rho_{34}, \rho_{34'}, \rho_{35}, \rho_{35'}, \rho_{39}, \rho_{310} \\ 1, \rho_{3'4}, \rho_{3'4'}, \rho_{3'5}, \rho_{3'5'}, \rho_{3'9}, \rho_{3'10} \\ 1, \rho_{44'}, \rho_{45}, \rho_{45'}, \rho_{49}, \rho_{410} \\ 1, \rho_{4'5}, \rho_{4'5'}, \rho_{4'9}, \rho_{4'10} \\ 1, \rho_{55'}, \rho_{59}, \rho_{510} \\ 1, \rho_{5'9}, \rho_{5'10} \\ 1, \rho_{910} \\ 1 \end{bmatrix}$$

6-15

Die Korrelationskoeffizienten zwischen verschiedenem Versagen sind beispielsweise:

$$\rho_{z_1 z_{1'}} = 0$$

$$\rho_{z_1 z_{2'}} = \frac{0,2 \cdot \sigma_{M_3}^2}{\sigma_{z_1} \cdot \sigma_{z_{2'}}$$

.....

$$\rho_{z_9 z_{10}} = \frac{0,5^2 \cdot \sigma_{M_5}^2}{\sigma_{z_9} \cdot \sigma_{z_{10}}}$$

Die Ergebnisse für den Vierfeldträger sind in Tabelle 6-19 dargestellt und im Bild 6-25 schematisch bezeichnet.

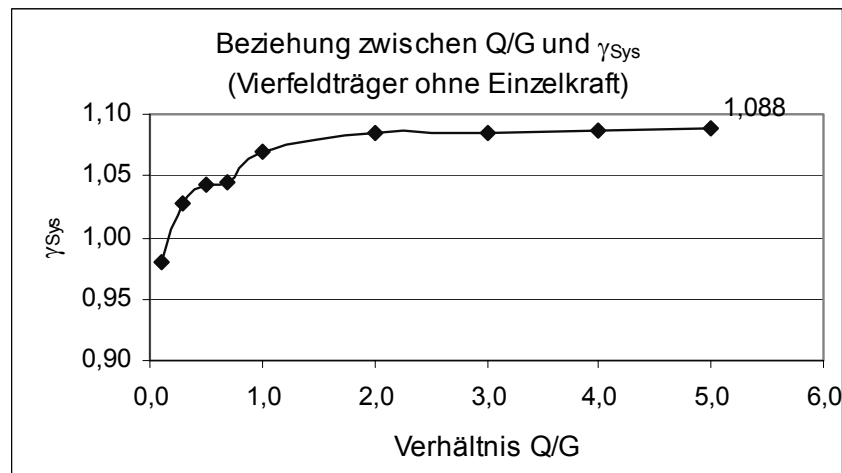


Bild 6-25 Erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert γ_{Sys} für einen Sicherheitsindex $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$ mit entsprechendem Verhältnis Q/G

Für Vierfeldträger ergibt sich ein Grenzwert von $\gamma_{\text{Sys}} = 1,088$.

Tabelle 6-19: γ_{Sys} - β_{Sys} Beziehung - Vierfeldträger mit Ziel $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$

$k_q=Q/G$	γ_{Sys}	β_1	$\beta_{1'}$	β_2	$\beta_{2'}$	β_3	$\beta_{3'}$	β_4	$\beta_{4'}$	β_5	$\beta_{5'}$	β_9	β_{10}	β_{Sys}
	mit Ziel $\beta = 4,7$													
0,1	0,980	5,059	5,059	5,541	5,541	5,059	5,059	5,546	5,546	5,059	5,059	5,546	5,546	4,694
0,3	1,027	5,077	5,077	5,212	5,212	5,077	5,077	5,231	5,231	5,077	5,077	5,231	5,231	4,694
0,5	1,042	5,040	5,040	10,000	10,000	5,040	5,040	10,000	10,000	5,040	5,040	10,000	10,000	4,694
0,7	1,046	5,006	5,006	10,000	10,000	5,006	5,006	10,000	10,000	5,006	5,006	10,000	10,000	4,694
1,0	1,070	5,043	5,043	10,000	10,000	5,043	5,043	10,000	10,000	5,043	5,043	10,000	10,000	4,694
2,0	1,084	5,005	5,005	10,000	10,000	5,005	5,005	10,000	10,000	5,005	5,005	10,000	10,000	4,694
3,0	1,084	5,054	5,054	10,000	10,000	5,054	5,054	10,000	10,000	5,054	5,054	10,000	10,000	4,694
4,0	1,087	5,006	5,006	10,000	10,000	5,006	5,006	10,000	10,000	5,006	5,006	10,000	10,000	4,694
5,0	1,088	5,031	5,031	10,000	10,000	5,031	5,031	10,000	10,000	5,031	5,031	10,000	10,000	4,694

Dem Berechnungsprozess von Vierfeldträgern folgend, spielen die Versagensfälle des Vierfeldträgers unter Gleichstreckenlast in den Endfeldern die Schlüsselrolle.

In Tabelle 6-19 sind die schraffierten Spalten aus den Innenfeldern des Durchlaufträgers. Die Versagensfälle F_4 , $F_{4'}$, F_9 und F_{10} können hier im Vergleich zu den anderen Versagensfällen vernachlässigt werden. β_2 und $\beta_{2'}$ sind auch von einem Innenfeld. Sie sind zwar größer als die anderen Sicherheitsindizes β_1 , β_3 und β_5 , aber auch mit ihnen vergleichbar. Aber für das Vierfeldträgersystem haben sie eine geringe Gewichtung gehabt. Genauso wie beim Dreifeldträgersystem sind die Versagensfälle in den Endfeldern für das System wichtig.

6.2.6 Nachweis der massgebenden Versagensfälle für Durchlaufträger mit Querschnitt der Klasse 1

Ob es eine Regel ist, dass die beiden Endfelder des Trägersystems am schwächsten bezüglich des Sicherheitskonzepts sind, wird hier durch einen Bestandteil des Trägersystems im Bild 6-26 berechnet. Als ein einfaches System hat Bild 6-26 zwei sinnvolle Möglichkeiten:

1. Als Endfeld: $M_1 = 0$ und $M_3 = 0,6 \cdot M_{Rd}^F$; aber Fließgelenke im Feld $x = 0,4 \cdot L$
2. Als Innenfeld: $M_1 = M_3 = 0,6 \cdot M_{Rd}^F$; aber Fließgelenke bei $x = 0,5 \cdot L$

Die zwei Berechnungsmodelle haben zwei eigene Grenzzustandsgleichungen wie in den Gleichungen 6-16 und 6-17 dargestellt:

$$Z_1 = [M_2 + \frac{2}{5} \cdot M_3] - [\frac{6 \cdot l^2}{50} \cdot q] \quad 6-16$$

$$Z_2 = [\frac{1}{2} \cdot M_1 + M_2 + \frac{1}{2} \cdot M_3] - [\frac{l^2}{8} \cdot q] \quad 6-17$$

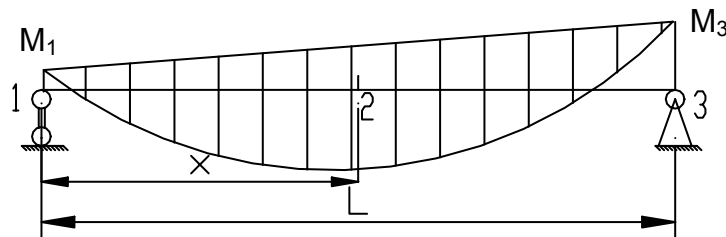


Bild 6-26 Ein Bestandteil von Durchlaufträgern

Annahme:

$$q = G + Q$$

M_1 ; M_2 ; M_3 — Biegemomententragfähigkeit auf dem Querschnitt 1, 2 und 3 (vgl. Gleichung 6-1 bis 6-4). In Gleichung 6-16 ist $M_2 = M_{Rd}^{F1}$ und in Gleichung 6-17 ist $M_2 = M_{Rd}^{F2}$. Normalverteilung, Variationskoeffizient $\delta = 10\%$.

Q — Nutzlast, Normalverteilung, Variationskoeffizient $\delta = 50\%$

G — Eigenlast, Normalverteilung, Variationskoeffizient $\delta = 5\%$

Tabelle 6-20: Vergleichsberechnung zwischen Endfeld und Innenfeld

L = 20 m			$\delta_{qG} = 5\%$		$\delta_{Mpf} = 10\%$	
G = 12,15 kN/m			$\delta_{qQ} = 50\%$		$\delta_{Mps} = 10\%$	
$k_M = M_{pl}^F/M_{pl}^S = 0,6$						
q [kN/m]			$k_q = Q/G=2,0$			
q_G	q_Q	q	$x_0 = 8,830 \text{ m}$			
12,15	24,30	52,85	$\gamma_{R/Sd} = 2,016$			
$M_{pf}^{F1} \text{ [kNm]}$		$M_{ps} \text{ [kNm]}$		$M_{pf}^{F2} \text{ [kNm]}$		$\gamma_G = 1,35$
M_{pf}^{EC}	M_{pf}^{Mittel}	M_{ps}^{EC}	M_{ps}^{Mittel}	M_{pf}^{EC}	M_{pf}^{Mittel}	$\gamma_Q = 1,50$
2060,60	4154,17	1236,36	2492,50	1651,64	3329,7075	
$\mu_{pl}^{F1} = M_2 = 4154,17 \text{ kNm}$			$\delta_R^{F1} = 10\%$			
$\mu_{pl}^{F2} = M_4 = 3329,71 \text{ kNm}$			$\delta_R^{F2} = 10\%$			
$\mu_{pl}^S = M_3 = 2492,50 \text{ kNm}$			$\delta_R^S = 10\%$			
$\mu_G = 12,150 \text{ kN/m}$			$\delta_G = 5\%$			
$Q_{95\%} = 24,300 \text{ kN/m}$			$\delta_Q = 50\%$			
$\mu_{Z1} = 3401,565$		$\sigma_1 = 723,522$		$\beta_1 = 4,701$		$P_{f1} = 1,3E-06$
$\mu_{Z2} = 3999,707$		$\sigma_2 = 715,480$		$\beta_2 = 5,590$		$P_{f2} = 1,1E-08$

Dieser Vergleich zeigt, dass beim Durchlaufträger die zwei Endfelder wesentlich interessanter sind als die Innenfelder. Die Beeinflussung der Systemsicherheit durch die Innenfelder des Durchlaufträgers kann im Vergleich zu der Beeinflussung durch die Endfelder vernachlässigt werden. Das heisst, dass ein Seriensystem, wenn jedes Feld des Durchlaufträgers eine Sicherheit P_{ri} hat, eine Systemsicherheit P_{rSys} wie folgend hat:

$$P_{rSys} \approx P_{r1} \cdot P_{r2} \cdots P_{rn} \approx P_{r1} \cdot P_{rn}$$

Wenn die Endfelder aufgrund verschiedener Lastfälle i-mal versagen, ist die Wahrscheinlichkeit der Systemsicherheit näherungsweise wie in Gleichung 6-18.

$$P_{rSys} \approx (P_{r1} \cdot P_{rn})^i \quad 6-18$$

Nach diesen Gedanken sind:

1. Für Zweifeldträger: $P_{rSys} \approx (P_{r1} \cdot P_{rn})^2 = 0,9999986977$ ($\beta = 4,7$)
 $\Rightarrow P_{r1} = 0,999999674$ ($\beta = 4,975$ und entsprechend $\gamma_{Sys} = 1,045$ mit $Q/G = 1$)
2. Für Dreifeldträger: $P_{rSys} \approx (P_{r1} \cdot P_{rn})^2$ gleich wie oben (Zweifeldträger).
(Vergleich in Tabelle 6-14)
3. Für Vierfeldträger: $P_{rSys} \approx (P_{r1} \cdot P_{rn})^3 = 0,9999986977$ ($\beta = 4,7$)
 $\Rightarrow P_{r1} = 0,999999783$ ($\beta = 5,054$ und entsprechend $\gamma_{Sys} = 1,06$ mit $Q/G = 1$).
(Vergleich in Tabelle 6-19)

4. Für Fünffeldträger: $P_{rSys} \approx (P_{r1} \cdot P_m)^3$ gleich wie oben (Vierfeldträger).
5. Für Sechsfeldträger: $P_{rSys} \approx (P_{r1} \cdot P_m)^4 = 0,9999986977$ ($\beta = 4,7$)
 $\Rightarrow P_{r1} = 0,999999837$ ($\beta = 5,108$ und entsprechend $\gamma_{Sys}=1,076$ mit $Q/G=1$)
6. Für Siebenfeldträger: $P_{rSys} \approx (P_{r1} \cdot P_m)^4$ gleich wie oben (Sechsfeldträger).

Die Ergebnisse von oben sind in Tabelle 6-21 dargestellt.

Tabelle 6-21: Sicherheitsindizes, Beziehung zwischen dem Endfeld und dem System

Felder Anzahl n	Versagensfälle i	β - Endfeld	entsprechend γ_{Sys}	β - System
2	2	4,975	1,045	4,7
3				
4	3	5,054	1,060	
5				
6	4	5,108	1,076	
7				
8	5	5,150	1,081	
9				
10	6	5,184	1,082	

Die Ermittlung des Exponenten i in Gleichung 6-18 ist Anhang 2 zu entnehmen.

6.3 Verifizierung des Sicherheitsniveaus vom System mit dem Querschnitt der Klasse 2

6.3.1 Übersicht

Ein System mit dem Querschnitt der Klasse 2 bedeutet hier, dass ein Durchlaufträgersystem über der Stütze im Verbundquerschnitt die Klasse 2 hat. Aber in der Feldmitte dieses Trägers hat der Verbundquerschnitt noch Klasse 1, da Querschnitte unter positiver Biegemomentenbeanspruchung, bei denen die plastische neutrale Faser im Betongurt oder im Stahlträgerflansch liegt, in Klasse 1 fallen. Für Durchlaufträger ist es in den meisten Fällen so. Dieses System wird nach Elastizitätstheorie analysiert, (bevor im System die Fließgelenke im Feld eingebaut werden. Danach kann das System durch mechanische Methoden nach der Elastizitätstheorie analysiert werden).

Zur statischen Berechnung von Durchlaufträgern mit Verbundquerschnitten der Klasse 2 wird in diesem Abschnitt eine elastische Berechnung mit Umlagerung durchgeführt. Die auf Grundlage der Elastizitätstheorie (ohne Rissbildung) ermittelten Stützmomente werden gemäß EC 4 Teil 1-1 für Verbundquerschnitte der Klasse 2 bei einer Umlagerung um -30% vermindert oder um +10% erhöht.

Das Versagenskriterium des Systems ist hier: Wenn ein Querschnitt über der Stütze versagt, versagt das System. Beim Erreichen der Momententragfähigkeit im Stützquerschnitt versagt dieser Querschnitt, weil der Verbundquerschnitt der Klasse 2 keine genügende Rotationskapazität hat. Danach darf dieser Träger nicht mehr benutzt werden. Das heißt, dass die Belastungskapazität des Systems erreicht ist.

Als Versagensweg gibt es allgemein zwei Möglichkeiten. Eine ist, dass der Querschnitt über den Stützen direkt versagt. Die andere ist, dass die Fließgelenke im Feld als erste auftreten und danach der Stützquerschnitt versagt.

Anschließend werden hier Zwei-, Drei- und Vierfelddurchlaufträger ausführlich analysiert.

6.3.2 Verifizierung des Sicherheitsniveaus eines Zweifeldträgers

Die Bemessungswerte des Querschnitts für die Feldmitte und an der Stütze sind in Tabelle 6-22 dargestellt.

Tabelle 6-22: Bemessungswerte für Zweifeldträger

Stelle	Biegemomententragfähigkeit	k_{Gt}	k_{Qt}
Stütze	$ M_{Rd3}^S = 70\% \cdot [k_{Gt}^S \cdot (\gamma_G \cdot G) \cdot l^2 + k_{Qt}^S \cdot (\gamma_Q \cdot Q) \cdot l^2]$	0,125	0,125
Feld	$M_{Rd2}^F = M_Q + M_G = \frac{\gamma_Q \cdot Q l^2}{2} \left(\frac{1}{2} - k \cdot k_{Qt}^S \right)^2 + \frac{\gamma_G \cdot G l^2}{2} \left(\frac{1}{2} - k \cdot k_{Gt}^S \right)^2$	0,125	0,063

Hierbei sind:

M_{Rd3}^S bezeichnet **Moment-Resistance-Designwert-Querschnitt 3** über der Stütze. (vgl. Bild 6-27)

70% wegen Umlagerung „-30%“ am Stützquerschnitt

k_t^S Beiwert für den Stützquerschnitt von Eigenlast G und Nutzlast Q (vgl. Bild 6-27 für Vollast in einem Feld und Bild 6-28 für Vollast in beiden Feldern)

- γ_G, γ_Q Sicherheitsbeiwert von Eigenlast (gleich 1,35) und Nutzlast (gleich 1,5)
 l Spannweite
 Q, G Nutzlast und Eigenlast
 k Umlagerungsbeiwert (vom Feld zur Stütze umlagern $k = 1,1$).

Die genaue Ableitung des Bemessungswerts der einwirkenden Momente ist Anhang 3 „Bemessungswert des Querschnitts (Klasse 2) nach elastischer Berechnung mit Umlagerung“ zu entnehmen.

Lastfall 1: Kritischer Querschnitt in Feldmitte:

Die Eigenlast wirkt sowieso immer über den ganzen Träger. Deswegen ist die Eigenlast hier nicht dargestellt. Für die anderen Lastfälle wird die Eigenlast ebenfalls nicht dargestellt.

Annahme:

- Ereignis E_2 Gelenk 2 versagt mit entsprechender Wahrscheinlichkeit, bezeichnet als P_2
 Ereignis $E_{3|2}$ Biegemomenttragfähigkeit über der Stütze 3 wird mit entsprechender Wahrscheinlichkeit bezeichnet als $P_{3|2}$ erreicht, nachdem das Gelenk 2 fließt.

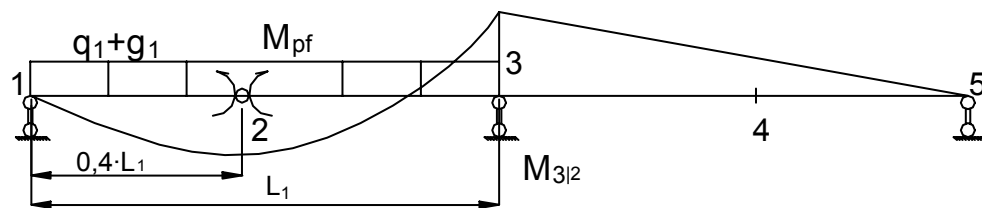


Bild 6-27 Zweifeldträger – Lastfall 1

Tabelle 6-23: Versagensmöglichkeit des Zweifeldträgers – Klasse 2 - Lastfall 1

Versagensfall	Versagensweg	Grenzzustandsgleichung	k_{Gt}	k_{Qt}
F_1	Knoten 2 =>Knoten 3	$Z_2 = M_{Rm2}^F - M_{p2}^F $ $= M_{Rm2}^F - (k_{Gt}^F \cdot G \cdot l^2 + k_{Qt}^F \cdot Q \cdot l^2)$	0,070	0,096
		$Z_{3 2} = M_{Rm3}^S - M_{p3 2}^S $ $= M_{Rm3}^S - (0,3 \cdot (G + Q) \cdot l^2 - 2,5 \cdot M_{Rm2}^F)$		
F_2	Knoten 3	$Z_3 = M_{Rm3}^S - M_{p3}^S $ $= M_{Rm3}^S - 70 \% \cdot (k_{Qt}^S \cdot Q \cdot l^2 + k_{Gt}^S \cdot G \cdot l^2)$	0,125	0,063
F_1'	Symmetrisch zu Versagensfall F_1 und $P(F_1')=P(F_1)$			
F_2'	Symmetrisch zu Versagensfall F_2 und $P(F_2')=P(F_2)$			

Hierbei sind:

M_{Rm2}^F Mittelwert des Biegemoments vom Widerstand (Resistance) im Feld, Knoten 2 ($= \gamma_{Sys} \cdot \gamma_{RM} \cdot M_{Rd2}^F$)

M_{Rm3}^S Mittelwert des Biegemoments vom Widerstand über der Stütze, Knoten 3 ($= \gamma_{Sys} \cdot \gamma_{RM} \cdot M_{Rd3}^S$).

M_{p2}^F Plastisches Biegemoment am Knoten 2. Es kann direkt berechnet werden:
 $M_{p2}^F = k_{Gt}^F \cdot G \cdot l^2 + k_{Qt}^F \cdot Q \cdot l^2$.

Hierin ist k_t^F der Beiwert für den Feldquerschnitt bezüglich Eigenlast G und Nutzlast Q z.B. nach Schneider Bautabelle [Schneider (1998)] (vgl. Bild 6-27 und Bild 6-28). Die genaue Berechnung von M_{p2}^F ist Anhang 3 zu entnehmen.

M_{p3}^S Plastisches Biegemoment am Knoten 3. Es kann direkt berechnet werden:
 $|M_{p3}^S| = k_{Qt}^S \cdot Q \cdot l^2 + k_{Gt}^S \cdot G \cdot l^2$

$M_{p3|2}^S$ Plastisches Biegemoment am Knoten 3, nachdem sich in Knoten 2 ein Fließgelenk ausgebildet hat.

Wenn das Gelenk 2 fließt, beträgt die Stützkraft „N“ an der Stütze 1 im Bild 6-27:

$$N = \frac{0,4 \cdot l \cdot (Q + G)}{2} + \frac{M_{Rm2}^F}{0,4 \cdot l}$$

Damit ergibt sich das Biegemoment $M_{p3|2}^S$ am Knoten 3 (vgl. Bild 6-27) zu:

$$|M_{p3|2}^S| = \frac{(Q + G) \cdot l^2}{2} - N \cdot l = 0,3 \cdot (G + Q) \cdot l^2 - 2,5 \cdot M_{Rm2}^F$$

$|M_{p3|2}^S| < 0$ bedeutet, dass dieser Versagensfall nie eintritt. Man nimmt hier $\beta = 10$ für diesen Versagensfall an. Das bedeutet, dass die Sicherheit für diesen Versagensfall $P_r = 1$ ist.

Lastfall 2: Kritischer Querschnitt über der Innenstütze:

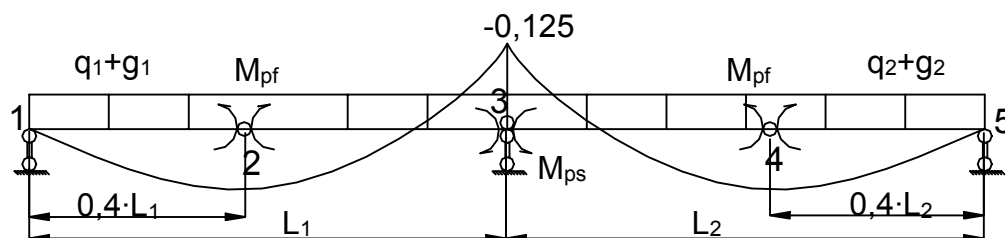


Bild 6-28 Zweifeldträger – Lastfall 2

Dieser Lastfall „Kritisch über der Innenstütze“ hat drei Versagensmöglichkeiten:

1. Das Biegemoment M_{p3}^S wird erreicht.
2. Das Gelenk 2 fließt zuerst dann wird M_{p3}^S erreicht.
3. Das Gelenk 4 fließt zuerst dann wird M_{p3}^S erreicht.

Aber diese Belastungsstelle ist für den Querschnitt über der Innenstütze die ungünstigste. Im Vergleichung zu Lastfall 1 (Bild 6-27) spielt dieser Lastfall für das Versagen in Querschnitt 2 und 4 zuerst Versagen keine Rolle. Die Versagenswahrscheinlichkeit $P(E2)$ von Knoten 2 ist hier viel kleiner als bei Lastfall 1. Aber die Versagenswahrscheinlichkeit $P(E3)$ von Knoten 3 ist hier viel größer als bei Lastfall 1. Deswegen ist hier nur die Versagensmöglichkeit (Querschnitt 3 direkt versagt) interessant (Bild 6-28). Um diese Gedanken zu beweisen, ist das vorzeitige Auftreten der Gelenke 2 oder 4 ebenfalls berechnet (vgl. Tabelle 6-25).

Tabelle 6-24 Versagensmöglichkeiten des Zweifeldträgers – Klasse 2 - Lastfall 2

Versagensfall	Versagensstelle	Grenzzustandsgleichung
F_3	Knoten 3	$Z_3 = M_{Rm3}^S - M_{p3}^S $ $= M_{Rm3}^S - 70\% \cdot (0,125 \cdot Q \cdot l^2 + 0,125 \cdot G \cdot l^2)$
F_4	Knoten 2	$Z_4 = M_{Rm2}^S - M_{p2}^F$ $= M_{Rm2}^S - (0,070 \cdot G \cdot l^2 + 0,070 \cdot Q \cdot l^2)$
	=>Knoten 3	$Z_{3 2} = M_{Rm3}^S - M_{p3 2}^S $ $= M_{Rm3}^S - (0,3 \cdot (G + Q) \cdot l^2 - 2,5 \cdot M_{Rm2}^F)$
F_4'	Symmetrisch von Versagensfall F_4 und $P(F_4')=P(F_4)$	

Für dieses System ist der Versagensbaum nachfolgend in Bild 6-29 aufgezeichnet:

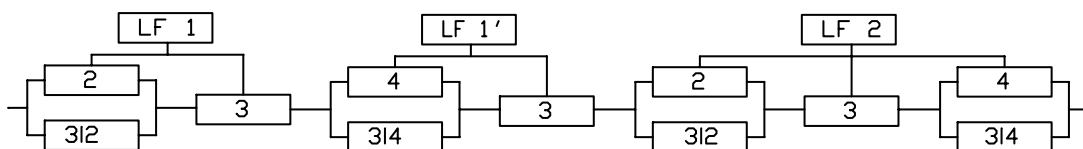


Bild 6-29 Versagensbaum Zweifeldträger

Hier ein Beispiel für einen Zweifeldträger mit der Spannweite $l = 20$ m:

$L = 20$ m	$G = 12,15$ kN/m	$kq = Q/G = 1,0$
Umlagerung $(-k)=70\%$	Umlagerung $(+k)=110\%$	$\gamma_{R/Sd}(+M) = 1,604$ $\gamma_{R/Sd}(-M) = 1,503$
$Q = 12,15$ kN/m	$M_{Rds} = 1212,0$ kNm	$M_{RdF} = 1107,2$ kNm

Nachfolgend sind die Ergebnisse in Abhängigkeit des Verhältnisses von der Nutzlast Q zur Eigenlast G dargestellt:

Tabelle 6-25 Berechnungsergebnisse von Zweifeldträger

$k_q = Q/G$	γ_{Sys}	LF 1			LF 2				
		Fall 1		Fall 2	Fall 4		Fall 3	Fall 4'	
		β_2	$\beta_{3 2}$	β_3	β_2	$\beta_{3 2}$	β_3	β_4	$\beta_{3 4}$
0,1	1,000	4,237	3,808	5,262	4,495	3,808	4,706	4,495	3,808
0,1	1,051	4,651	10,00	5,929	4,934	10,00	5,276	4,934	10,00
0,3	1,000	4,152	10,00	10,00	4,897	10,00	4,697	4,897	10,00
0,5	1,002	4,216	10,00	10,00	5,053	10,00	4,694	5,053	10,00
0,7	1,000	4,253	10,00	10,00	5,140	10,00	4,706	5,140	10,00
1,0	1,000	4,315	10,00	10,00	5,197	10,00	4,699	5,197	10,00
2,0	1,001	4,420	10,00	10,00	10,00	10,00	4,696	10,00	10,00
3,0	1,000	4,457	10,00	10,00	10,00	10,00	4,703	10,00	10,00
4,0	1,001	4,494	10,00	10,00	10,00	10,00	4,691	10,00	10,00
5,0	1,000	4,503	10,00	10,00	10,00	10,00	4,708	10,00	10,00

Auswertung für den Zweifeldträger mit dem Querschnitt der Klasse 2:

1. Der Sicherheitsbeiwert für das Trägersystem mit zwei Feldern ist $\gamma_{\text{Sys}} = 1,0$
2. Für $\beta_{3|2}$ von Versagensfall 1 und 4 (entsprechend 4') muß hier folgendes erklärt werden.

Prinzipiell sollte die Versagenswahrscheinlichkeit vom Stützquerschnitt unter Lastfall 1 kleiner als unter Lastfall 2 sein (d.h.: $\beta_{3|2} > \beta_3$ sollte). Aber in Tabelle 6-25 unter $Q/G = 0,1$ ist es umgekehrt. Die Ursache liegt darin, dass in der Grenzzustandsgleichung $Z_{3|2}$ von Versagensfall 1 und 4 (Tabelle 6-23) der Umlagerungsfaktor 70% aufgrund des Gleichgewichts nicht mitgerechnet wird. Aber in der Grenzzustandsgleichung Z_3 von Versagensfall 2 und 3 (Tabelle 6-23) ist der Umlagerungsfaktor 70% mitgerechnet. Deswegen ist hier $\beta_{3|2} < \beta_3$.

Wenn $Q/G > 0,1$ ist, ist der Einwirkungsteil von Grenzzustandsgleichung $Z_{3|2}$ (vgl. Tabelle 6-23 und 6-24) $M_{p3|2}^S = (0,3 \cdot (G + Q) \cdot l^2 - 2,5 \cdot M_{Rm2}^F) < 0$. Das heisst, dass das Fließgelenk im Feld mit dem Biegemoment M_{Rm2}^F ein positives Biegemoment am Stützquerschnitt erzeugt. In diesem Zusammenhang ist $\beta = 10$ anzunehmen.

Wenn $Q/G = 0,1$ und $\gamma_{\text{Sys}} = 1,051$ ist, ist $\beta_{3|2} = 10$ (vgl. Tabelle 6-25). Die Ursache ist genauso wie in $Q/G > 0,1$ begründet.

3. Maßgebendes Versagen liegt am Querschnitt über der Innenstütze unter Lastfall 2, Versagensfall 3 vor.

Hier ist zuerst jede Versagensmöglichkeit zu analysieren, wonach die wichtigsten bestimmt werden können.

Für Versagensfall F_1 : Fließgelenk bei Knoten 2 tritt ein, danach erreicht der Stützquerschnitt die Biegemomenttragfähigkeit M_{Rd3}^S . Die Versagensmöglichkeit $P_f(F_1)$ lautet:

$$P_f(F_1) = P_{f3|2} \cdot P_{f2} \leq \min(P_{f3|2}, P_{f2})$$

Darin ist P_{f2} die Versagenswahrscheinlichkeit von Knoten 2 und $P_{f3|2}$ ist die Versagenswahrscheinlichkeit von Knoten 3 unter der Bedingung, dass Knoten 2 versagt.

$$P_{f2} = P_f(M_{Rm2}^F - M_{P2}^F < 0)$$

$$P_{f3|2} = P_f(|M_{Rm3}^S| - |M_{P3|2}^S| < 0)$$

In Tabelle 6-25 steht, dass $\beta_{3|2} \approx 10$ ist. Dies ist viel größer als das definierte Ziel von $\beta = 4,7$. Das bedeutet, dass dieses Versagen unwahrscheinlich ist. Deswegen ist $P_f(F_1) \approx 0$.

Damit ist die Sicherheit $P_r(F_1) = 1 - P_f(F_1) \approx 1$.

Für Versagensfall F_2 : Ohne Gelenk bei Knoten 2 erreicht der Stützquerschnitt Biegemomenttragfähigkeit. $P_f(F_2)$ ergibt sich zu:

$$P_f(F_2) = P_f(|M_{Rm3}^S| - |M_{ps3}| < 0)$$

In Tabelle 6-25 steht, dass bei Versagensfall F_2 $\min(\beta_3) = 5,262$ ist. Dies ist viel größer als das definierte Ziel von $\beta = 4,7$. Dieser Fall ist uninteressant.

Für die Versagensfälle F_1' und F_2' sind die Ergebnisse genauso wie für die Versagensfälle F_1 und F_2 .

Für Versagensfall F_3 : Knoten 3 erreicht direkt das Biegemoment M_{Rd3}^S am Stützquerschnitt. Dann ist $P_f(F_3)$:

$$P_f(F_3) = P_f(|M_{Rm3}^S| - |M_{p3}^S| < 0)$$

Gemäß Tabelle 6-25 scheint es klar zu sein, dass dieser Versagensfall interessant ist.

Für Versagensfall F_4 : Gelenk bei Knoten 2 tritt zuerst ein, danach wird das Biegemoment M_{Rd3}^S am Stützquerschnitt erreicht. Dieser Fall ist genauso wie Versagensfall F_1 . Er ist uninteressant. Auch Versagensfall F_4' ist uninteressant.

Warum ist nur der Versagensfall F_3 für das System interessant, die anderen aber nicht? Die physikalische Erklärung ist folgende (vgl. Bild 6-30).

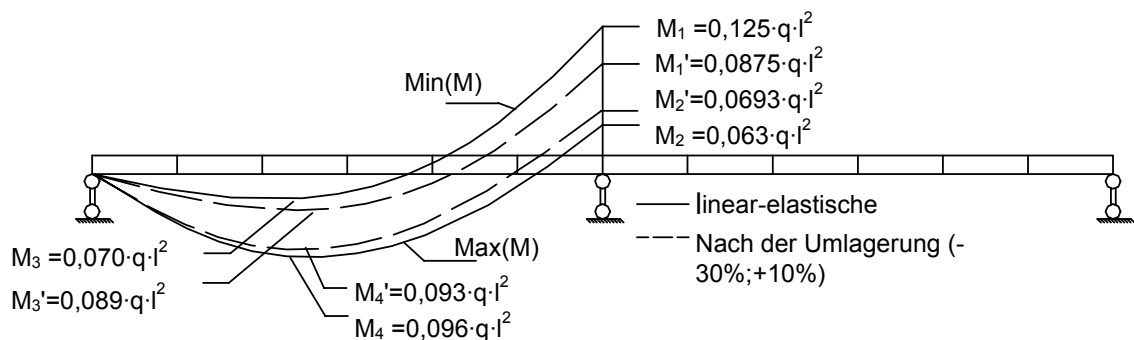


Bild 6-30 Physikalische Erklärung der Versagenswahrscheinlichkeit

Nach Statik (linear elastisch) ergibt sich (vgl. Bild 6-30):

$$\begin{aligned}
 &\text{minimales Moment über der stütze:} & M_1 = M_{\text{Min}}^s &= 0,125 \cdot ql^2 \\
 &(\text{entsprechendes maximales Moment im Feld: } M_3 = M_{\text{s-Min}}^F = 0,07 \cdot ql^2) \\
 &\text{Nach der Umlagerung von 30\% ist:} & M_1' = 70\% M_{\text{Min}}^s &= 0,0875 \cdot ql^2 \\
 &(\text{entsprechendes maximales Moment im Feld: } M_3' = M_{\text{s-Min}}^F + 0,15 M_1 = 0,089 ql^2) \\
 &\text{maximales Moment im Feld} & M_4 = M_{\text{Max}}^F &= 0,096 \cdot ql^2 \\
 &(\text{entsprechendes minimales Moment über Stütze: } M_2 = M_{\text{F-Max}}^s = 0,063 \cdot ql^2) \\
 &10\%-ige Vergrößerung des Stützmoments: & M_2' = 1,1 \cdot M_{\text{F-Max}}^s &= 0,0693 \cdot ql^2 \\
 &(\text{entsprechendes maximales Moment im Feld: } M_4' = M_{\text{max}}^F - 0,05 M_2 = 0,093 ql^2).
 \end{aligned}$$

Damit ergibt sich $M_1' = 1,26 \cdot M_2'$. Das bedeutet, dass der Stützquerschnitt unter Lastfall 1 genug Sicherheitsreserve im Vergleich zu Lastfall 2 hat. Das heisst auch, dass das Versagensmodell mit Feldfließgelenken für das System nicht interessant ist. Denn wenn die Fließgelenke im Feld eintreten, ist der Querschnitt über der Stütze für diesen Lastfall genügend tragfähig. Deswegen sind die interessanten Versagensmodelle für den Durchlaufträger mit dem Stützquerschnitt der Klasse 2 die Lastfälle, die den Stützquerschnitt kritisch werden lassen.

Wenn alle Versagensmodelle korrelieren, ist die Sicherheit des Systems $P_r = \min(P_{ri})$; ($i=1, 2, 1', 2', 3, 4, 4'$). Wenn alle Versagensmodell unabhängig sind, ist die Versagenswahrscheinlichkeit des Systems $P_r = \Pi(P_{ri})$. Die tatsächliche Sicherheit des Systems liegt dazwischen (vgl. Gleichung 6-20, Abschnitt 2.2.3.3).

In Tabelle 6-25 kann man klar sehen, dass außer Versagensfall 3 alle $P_{ri} \approx 1$ sind. Dann ist:

$$\Pi(P_{ri}) \leq P_{r\text{Sys}} \leq \min(P_{ri}) \quad 6-20$$

$$\min(P_{ri}) = P_r(3)$$

$$\Pi(P_{ri}) \approx 1 \cdot \dots \cdot 1 \cdot \min(P_{ri}) = 1 \cdot P_r(3)$$

$$\text{Entsprechend } \beta_{\text{Sys}} \approx \beta_3 \approx 4,7.$$

Hierbei sind:

P_{ri} Sicherheit der Versagensmöglichkeit (i)

$P_{r\text{Sys}}$ Sicherheit des Systems

Das bedeutet: Wenn der Querschnitt über der Stütze einen Sicherheitsindex von $\beta = 4,7$ hat, hat der Zweifeldträger als System auch einem Sicherheitsindex von $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$.

6.3.3 Verifizierung des Sicherheitsniveaus eines Dreifeldträgers

Die Bemessungswerte des Querschnitts in Feldmitte und über der Stütze sind in Tabelle 6-26 angegeben (vgl. Bild 6-31).

Tabelle 6-26: Bemessungswerte für den Dreifeldträger

Bereich	Widerstandsmomente des Querschnitts	k_{Gt}	k_{Qt}
Stütze	$ M_{Rd3}^S = 70\% \cdot [k_{Gt}^S \cdot (\gamma_G \cdot G) + k_{Qt}^S \cdot (\gamma_Q \cdot Q)] \cdot l^2$	0,1	0,117
Endfeld	$M_{Rd2}^F = M_Q + M_G = \frac{\gamma_Q \cdot Q l^2}{2} \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,05) \right]^2 + \frac{\gamma_G \cdot G l^2}{2} \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,1) \right]^2$	0,0/ 0,1	0,0/ 0,05
Innenfeld	$M_{Rd4}^F = M_Q + M_G = \frac{\gamma_Q \cdot Q l^2}{2} \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{Qt1}^S - k_{Qt2}^S) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{Qt1}^S \right\} + \frac{\gamma_G \cdot G l^2}{2} \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{Gt1}^S - k_{Gt2}^S) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{Gt1}^S \right\}$	0,1/ 0,1	0,05/ 0,05

Hierbei sind:

$k_{Gt1}^S, k_{Gt2}^S, k_{Qt1}^S, k_{Qt2}^S$ Biegemomentenbeiwert am linken bzw. rechten Rand des betrachteten Feldes unter dem kritischen Lastfall nach Schneider Bautabelle [Schneider (1998)]. Die Werte sind in Tabelle 6-26 Spalte 3 und 4 angegeben.

Die Definitionen der anderen Variablen sind in Abschnitt 6.2.1 zu finden.

Nach Elastizitätstheorie ist der Bemessungswert der Einwirkung in Feldmitte der Endfelder und in Feldmitte des Innenfeldes nicht gleich. Die genaue Herleitung der Werte ist dem Anhang 3 „Bemessungswerte des Verbundquerschnitts der Klasse 2 nach Elastizitätstheorie mit Umlagerung“ zu entnehmen.

Lastfall 1: Kritischer Querschnitt im Endfeld:

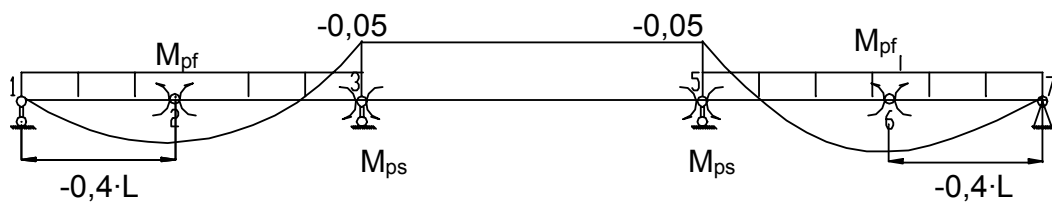


Bild 6-31 Dreifeldträger – Lastfall 1

Tabelle 6-27: Versagensmöglichkeiten des Dreifeldträgers – Klasse 2 - Lastfall 1

Versagensfall	Versagensstelle	Grenzzustandsgleichung
F_1	Knoten 2 =>Knoten 3	$Z_2 = M_{Rm2}^F - M_{pf2}$ $= M_{Rm2}^F - (0,080 \cdot G \cdot l^2 + 0,101 \cdot Q \cdot l^2)$
		$Z_{3 2} = M_{Rm3}^S - M_{3 2}$ $= M_{Rm3}^S - [-2 \cdot M_{Rm2}^F + \frac{1}{4} \cdot (Q + G) \cdot l^2]$
	oder =>Knoten 5	$Z_{5 2} = M_{Rm5}^S - M_{5 2} =$ $= M_{Rm5}^S - [\frac{1}{2} M_{Rm2}^F + \frac{1}{16} G l_2^3]$
F_2	Knoten 3	$Z_3 = M_{Rm3}^S - M_{ps3}$ $= M_{Rm3}^S - 70\% \cdot (0,050 \cdot Q \cdot l^2 + 0,100 \cdot G \cdot l^2)$
	Knoten 5	$P(F_{2-5}) = P(F_{2-3})$
F_1'	Entspricht aus Gründen der Symmetrie dem Versagensfall F_1 somit ist $P(F_1') = P(F_1)$	

Die Herleitung von $M_{3|2}$ und von $M_{5|2}$ ist im Anhang 4 „Statische Analyse von Durchlaufträger mit Fließgelenken in Feldmitte“ zu finden.

Lastfall 2: Kritischer Querschnitt über der Innenstütze am Knoten 3:

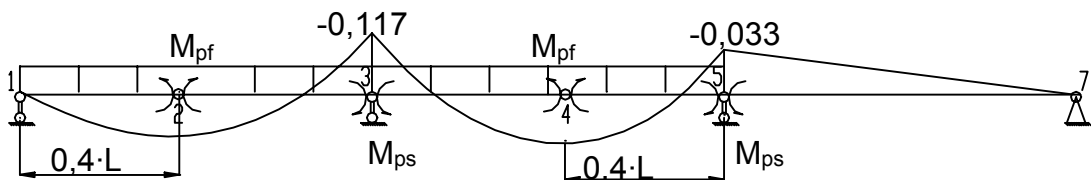


Bild 6-32 Kritischer Lastfall über der Innenstütze des Dreifeldträgers

Tabelle 6-28 Versagensmöglichkeiten des Dreifeldträgers – Klasse 2 - Lastfall 2

Versagensfall	Versagensstelle	Grenzzustandsgleichung
F_3	Knoten 3	$Z_3 = M_{Rm3}^S - M_{ps3} $ $= M_{Rm3}^S - 70\% \cdot (0,117 \cdot Q \cdot l^2 + 0,1 \cdot G \cdot l^2)$

Dieser Lastfall wird nicht diskutiert, da sich zuerst Fließgelenke Nummer 2 oder Nummer 4 ausbildet, bevor das Biegemoment M_{ps3} erreicht wird. Die Begründung ist Abschnitt 6.2.1 zu entnehmen (vgl. Bild 6-30).

Lastfall 2': Kritischer Querschnitt über der Innenstütze am Knoten 5:

Lastfall 2' ist mit dem Lastfall 2 aus Gründen der Symmetrie identisch. Die Versagenswahrscheinlichkeit entspricht der des Lastfalls 2.

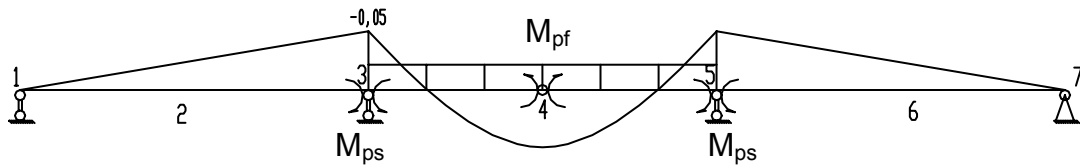
Lastfall 3: Kritischer Querschnitt im Innenfeld:

Bild 6-33 Kritischer Lastfall im Innenfeld des Dreifeldträgers

Tabelle 6-29 Versagensmöglichkeiten des Dreifeldträgers – Klasse 2 - Lastfall 3

Versagensfall	Versagensstelle	Grenzzustandsgleichung
F ₄	Knoten 4 =>Knoten 3 oder =>Knoten 5	$Z_4 = M_{Rm4}^F - M_4$ $= M_{Rm4}^F - [0,075 \cdot Q \cdot l^2 + 0,025 \cdot G \cdot l^2]$
		$Z_{3 4} = M_{Rm3}^S - M_{3 4}$ $= M_{Rm3}^S - \left[\frac{(Q + G) \cdot l^2}{8} - M_{Rm4}^F \right]$
F ₅	Knoten 3 oder 5	$Z_3 = M_{Rm3}^S - M_{ps3}$ $= M_{Rm3}^S - 70\% \cdot [0,050 \cdot Q \cdot l^2 + 0,100 \cdot G \cdot l^2]$

Der Versagensbaum für den Dreifeldträger ist in Bild 6-34 dargestellt.

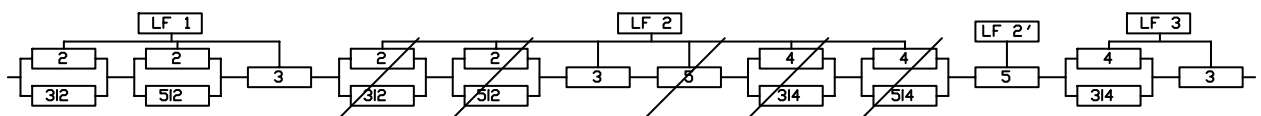


Bild 6-34 Versagensbaum für Dreifeldträger

Die Erfahrungen bei der Berechnung von Zweifeldträgern haben gezeigt, dass in den seltensten Fällen Fließgelenke im Feld zuerst auftreten. Aus diesem Grund werden hier nur die Lastfälle 2 und 2' betrachtet.

Unter der Belastung des Lastfalls 2 (vgl. Bild 6-32) ist das Moment am Knoten 5 viel kleiner als am Knoten 3. Folglich ist es kaum möglich, dass der Knoten 3 zuerst versagt. Im folgenden wird für den Lastfall 2 deshalb nur der Knoten 3 näher betrachtet.

In Tabelle 6-30 sind die Berechnungsergebnisse für den Sicherheitsindex β_i in Abhängigkeit des Systemsicherheitsbeiwertes γ_{Sys} und des Verhältnisses von Nutzlast Q zu Eigenlast G angegeben. In Bild 6-35 sind die Ergebnisse graphisch dargestellt.

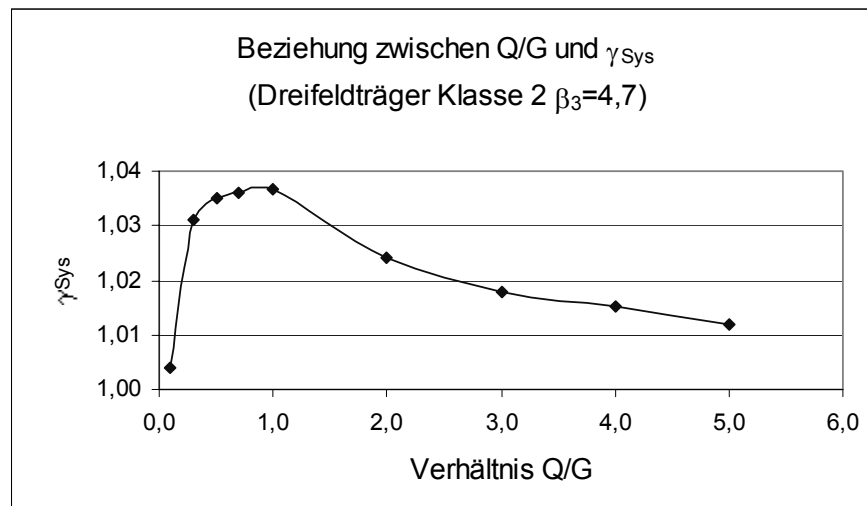
Tabelle 6-30 Berechnungsergebnisse für den Dreifeldträger mit $\beta_3 = 4,7$

k _q = Q/G	γ _{Sys}	LF 1				LF 2	LF 3		
		Fall 1			Fall 2	Fall 3	Fall 4		Fall 5
		β ₂	β _{3 2}	β _{5 2}	β ₃	β ₃	β ₄	β _{3 4}	β ₃
0,1	1,004	4,369	10,00	1,964	5,545	4,700	1,912	5,103	5,545
0,3	1,031	4,442	10,00	3,850	10,00	4,695	2,929	10,00	10,00
0,5	1,035	4,477	10,00	4,792	10,00	4,696	3,303	10,00	10,00
0,7	1,036	4,504	10,00	5,351	10,00	4,699	3,520	10,00	10,00
1,0	1,037	4,546	10,00	5,766	10,00	4,700	3,736	10,00	10,00
2,0	1,024	4,575	10,00	6,364	10,00	4,699	4,035	10,00	10,00
3,0	1,018	4,582	10,00	6,587	10,00	4,701	4,157	10,00	10,00
4,0	1,015	4,605	10,00	6,645	10,00	4,701	4,243	10,00	10,00
5,0	1,012	4,610	10,00	6,738	10,00	4,698	4,280	10,00	10,00

In Tabelle 6-31 sind die Berechnungsergebnisse für β_i in Abhängigkeit des Verhältnisses von Nutzlast Q zu Eigenlast G und mit einem Systemsicherheitsbeiwert $\gamma_{\text{Sys}} = 1,0$ angegeben.

Tabelle 6-31 Berechnungsergebnisse für den Dreifeldträger mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1,0$

kq=Q/G	γ_{Sys}	LF 1				LF 2	LF 3		
		Fall 1			Fall 2	Fall 3	Fall 4		Fall 5
		β_2	$\beta_{3 2}$	$\beta_{5 2}$	β_3	β_3	β_4	$\beta_{3 4}$	β_3
0,1	1,0	4,335	10,00	1,943	5,491	4,657	1,882	5,056	5,491
0,3		4,282	10,00	3,734	10,00	4,515	2,806	5,244	10,00
0,5		4,327	10,00	4,696	10,00	4,523	3,185	10,00	10,00
0,7		4,362	10,00	5,274	10,00	4,549	3,407	10,00	10,00
1,0		4,415	10,00	5,709	10,00	4,556	3,626	10,00	10,00
2,0		4,495	10,00	6,344	10,00	4,614	3,966	10,00	10,00
3,0		4,520	10,00	6,577	10,00	4,644	4,105	10,00	10,00
4,0		4,559	10,00	6,638	10,00	4,633	4,200	10,00	10,00
5,0		4,566	10,00	6,734	10,00	4,647	4,247	10,00	10,00

Bild 6-35 γ_{Sys} und Q/G Beziehung mit $\beta_3 = 4,7$ **Auswertung der Berechnungsergebnisse für den Dreifeldträger:**

1. Für den Dreifeldträger ergibt sich mit einem Sicherheitsindex $\beta_3 = 4,7$ ein Systemsicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{Sys}} = 1,04$.
2. Maßgebend wird das Versagen des Querschnitts über der Stütze unter dem Lastfall 2 (Versagensfall 3) bzw. Lastfall 2'.
3. Mit einem Systemsicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{Sys}} = 1,0$ ist das Sicherheitsniveau des Systems akzeptabel, da $\beta_{\text{Sys}} \approx \Phi^{-1}[\Phi(-\beta_3)^2] = \Phi^{-1}[\Phi(-4,52)^2] = 4,38$.
4. Es wird notwendig den Versagensfall F_1 unter dem Lastfall 1 zu diskutieren. Hier tritt das Fließgelenk zuerst in Feldmitte am Knoten 2 auf. Danach versagt der Querschnitt im Stützbereich am Knoten 5.

Die Versagenswahrscheinlichkeit für diesen Versagensfall lautet:

$$P(F_1) = P(5 | 2) \cdot P(2) = \Phi(-\beta_2) \cdot \Phi(-\beta_{5|2})$$

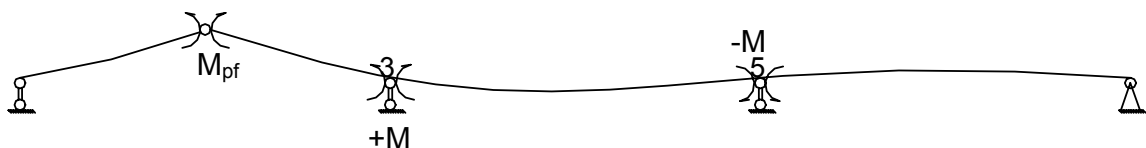


Bild 6-36 Beeinflussung des Fließmoments in Feldmitte am Knoten 5

Nach Tabelle 6-30 ist der Sicherheitsindex $\beta_2 = 4,369$ und der Sicherheitsindex $\beta_{5|2} = 1,964$ bei Q/G von 0,1. Die Versagenswahrscheinlichkeit von $P(F_1)$ ist im Vergleich zur Zielversagenswahrscheinlichkeit $\Phi(-4,7)$ zu groß. Die Annahme, dass ein Versagen des Querschnitts am Knoten 5 durch das Fließbiegemoment „ M_{pf} “ am Knoten 2 verursacht wird, ist falsch (vgl. Bild 6-36). Deswegen wird der Lastfall 1 für Zweifeldträger mit Verbundquerschnitt der Klasse 2 nicht betrachtet.

5. Maßgebend für dieses System ist der Versagensfall 3 unter dem Lastfall 2. Für diesen Versagensfall ergibt sich $\beta_3 = 4,7$. Danach lassen sich die

Systemsicherheitsbeiwerte γ_{Sys} berechnen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6-30 wiedergegeben.

6. Die restlichen Versagensfälle sind für das System nicht maßgebend. Die Begründung entspricht der Begründung beim Zweifeldträger (siehe. Abschnitt 6.2.1).
7. Gemäß des Versagensbaums in Bild 6-34 ergibt sich die folgende Systemsicherheit für den Dreifeldträger (vgl. Gleichung 6-20):

$$\Pi(P_{ri}) < P_{\text{rsys}} < \min(P_{ri})$$

Die oben gemachten Ausführungen belegen, dass außer dem Versagensfall 3 unter Lastfall 2 bzw. Lastfall 2' für alle Versagenswahrscheinlichkeiten P_{ri} gilt $P_{r1} \approx 1,0$. Daraus folgt:

$$\Pi(P_{ri}) \approx 1 \cdot 1 \cdot (P_{r3}) \cdot (P_{r3'}) \approx (P_{r3})^2$$

Hierbei ist P_{r3} die Sicherheit des Versagensfall 3 (Querschnitt 3 unter Lastfall 2).

Wenn $P_{r3} = \Phi(4,7)$, dann gilt:

$$[\Phi(4,7)]^2 < P_{\text{rsys}} < \Phi(4,7),$$

$$\text{also: } 4,545 < \beta_{\text{rsys}} < 4,7.$$

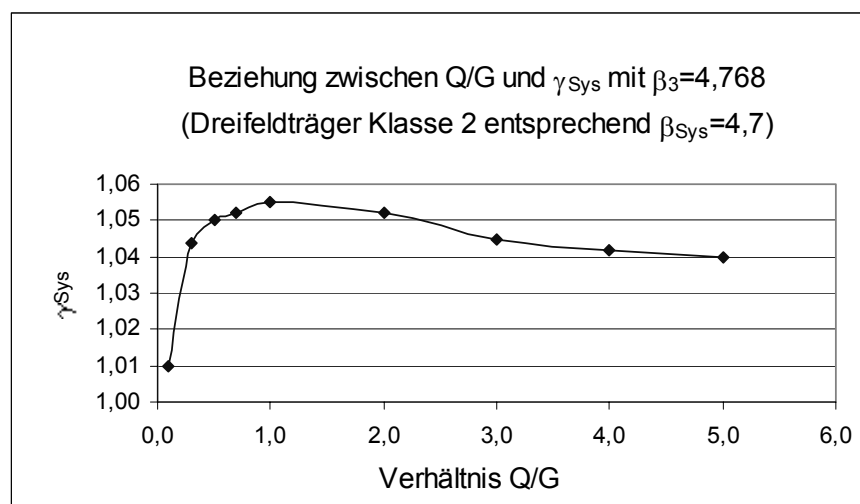
Das bedeutet, dass bei Dreifeldträgern mit einem Systemsicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{Sys}} = 1,04$ die Sicherheit des Systems β_{Sys} zwischen 4,5 und 4,7 liegt.

Wird γ_{Sys} gleich 1,0 gesetzt (vgl. Tabelle 6-31), ändert sich $P_{r3} \approx \Phi(4,52)$ ($Q/G = 0,3$ und $0,5$) minimal und β_{Sys} liegt entsprechend zwischen 4,38 und 4,52.

Bei $\beta_{\text{Sys}} \geq 4,7$, muß $P_r(3) \geq \sqrt{\Phi(4,7)}$. Für den Versagensfall 3 hat dies zur Folge, dass β_3 größer als 4,768 sein muß. Die Berechnungsergebnisse für den Sicherheitsindex $\beta_3 = 4,768$ sind in der nachfolgenden Tabelle 6-32 dargestellt.

Tabelle 6-32 Berechnungsergebnisse mit $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$ für den Dreifeldträger

k _q = Q/G	γ _{Sys}	LF 1				LF 2	LF 3		
		Fall 1			Fall 2	Fall 3	Fall 4		Fall 5
		β ₂	β _{3 2}	β _{5 2}	β ₃	β ₃	β ₄	β _{3 4}	β ₃
0,1	1,010	4,419	10,00	1,996	5,625	4,764	1,955	5,173	5,625
0,3	1,044	4,508	10,00	3,896	10,00	4,763	2,979	10,00	10,00
0,5	1,050	4,536	10,00	4,830	10,00	4,765	3,352	10,00	10,00
0,7	1,052	4,560	10,00	5,383	10,00	4,768	3,569	10,00	10,00
1,0	1,055	4,611	10,00	5,794	10,00	4,770	3,790	10,00	10,00
2,0	1,052	4,660	10,00	6,386	10,00	4,799	4,115	10,00	10,00
3,0	1,045	4,664	10,00	6,602	10,00	4,782	4,234	10,00	10,00
4,0	1,042	4,686	10,00	6,656	10,00	4,778	4,318	10,00	10,00
5,0	1,040	4,702	10,00	6,748	10,00	4,767	4,358	10,00	10,00

Bild 6-37 γ_{Sys} und Q/G Beziehung

Dem Bild 6-37 ist zu entnehmen, dass der Sicherheitsbeiwert des Dreifeldträgers $\gamma_{\text{Sys}} = 1,06$ ist.

6.3.4 Verifizierung des Sicherheitsniveaus eines Vierfeldträgers

Die Bemessungswerte des Querschnitts in Feldmitte und über der Stütze sind in Tabelle 6-33 dargestellt.

Tabelle 6-33: Bemessungswert für Vierfeldträger

Querschnitt	Momententrägfähigkeit	k_{Gt}	k_{Qt}
Endstütze	$ M_{Rd3}^S = 70\% \cdot [k_{Gt}^S \cdot (1,35G) + k_{Qt}^S \cdot (1,5Q)] \cdot l^2$	0,107	0,121
Innenstütze	$ M_{Rd5}^S = 70\% \cdot [k_{Gt}^S \cdot (1,35G) + k_{Qt}^S \cdot (1,5Q)] \cdot l^2$	0,071	0,107
Endfeld	$M_{Rd2}^F = M_Q + M_G$ $= \frac{1,5Ql^2}{2} \left[\frac{1}{2} - k \cdot (k_{Qt2}^S) \right]^2 + \frac{1,35Gl^2}{2} \left[\frac{1}{2} - k \cdot (k_{Gt2}^S) \right]^2$	0 / 0,107	0 / 0,054
Innenfeld	$M_{Rd4}^F = M_Q + M_G = \frac{15Ql^2}{2} \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{Qt1}^S - k_{Qt2}^S) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{Qt1}^S \right\}$ $+ \frac{1,35Gl^2}{2} \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{Gt1}^S - k_{Gt2}^S) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{Gt1}^S \right\}$	0,107/ 0,071	0,054 / 0,036

Nach Elastizitätstheorie ist der Bemessungswert der Einwirkung in Feldmitte der Endfelder und der Innenfelder nicht gleich. Die genaue Herleitung der Werte ist Anhang 3 zu entnehmen.

Lastfall 1: Kritischer Querschnitt in Feldmitte des Endfeldes:

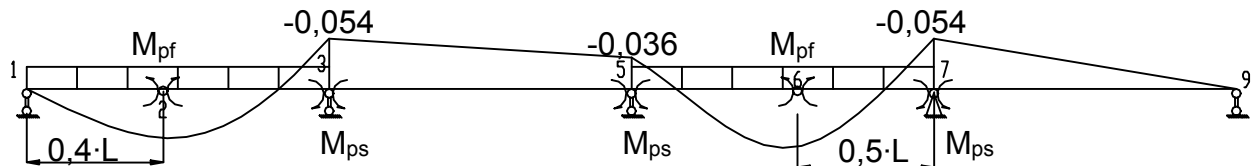


Bild 6-38 Kritischer Lastfall in Feldmitte des Endfeldes

Tabelle 6-34 Versagensmöglichkeiten des Vierfeldträgers – Klasse 2 - Lastfall 1

Versagensfall	Versagensstelle	Grenzzustandsgleichung
F_1	Knoten 2 =>Knoten 3 =>Knoten 5 =>Knoten 7	$Z_2 = M_{Rm2}^F - M_2 = M_{Rm2}^F - [0,100 \cdot Q \cdot l^2 + 0,077 \cdot G \cdot l^2]$
		$Z_{3 2} = M_{Rm3}^S - M_{3 2} = M_{Rm3}^S - [2 \frac{(Q+G) \cdot l^2}{8} - 2M_{Rm2}^F]$
		$Z_{5 2} = M_{Rm5}^S - M_{5 2} = M_{Rm5}^S - [\frac{8}{15} \cdot M_{Rm2}^F - \frac{Q \cdot l^2}{60} + \frac{1G \cdot l^2}{6}]$
		$Z_{7 2} = M_{Rm7}^S - M_{3 2} = M_{Rm7}^S - [\frac{Q \cdot l^2}{15} - \frac{2}{15} M_{Rm2}^F + \frac{G \cdot l^2}{12}]$
F_2	Knoten 6 =>Knoten 3 =>Knoten 5 =>Knoten 7	$Z_6 = M_{Rm6}^F - M_6 = M_{Rm6}^F - [0,080 \cdot Q \cdot l^2 + 0,036 \cdot G \cdot l^2]$
		$Z_{3 6} = M_{Rm3}^S - M_{3 6} = M_{Rm3}^S - [\frac{6}{23} \cdot M_{Rm6}^F + \frac{3Q \cdot l^2}{92} + \frac{9G \cdot l^2}{92}]$
		$Z_{5 6} = M_{Rm5}^S - M_{5 6} = M_{Rm5}^S - [\frac{11Q \cdot l^2}{92} - \frac{24}{23} \cdot M_{Rm6}^F + \frac{5G \cdot l^2}{46}]$
		$Z_{7 6} = M_{Rm7}^S - M_{7 6} = M_{Rm7}^S - [\frac{3Q \cdot l^2}{23} - \frac{22}{23} \cdot M_{Rm6}^F + \frac{13G \cdot l^2}{92}]$
F_3	Knoten 3	$Z_3 = M_{Rd3}^S - M_3 = M_{Rd3}^S - 70\% \cdot (0,054 \cdot Q + 0,107 \cdot G) \cdot l^2]$
	Knoten 7	$P(F_3-3)=P(F_3-7)$

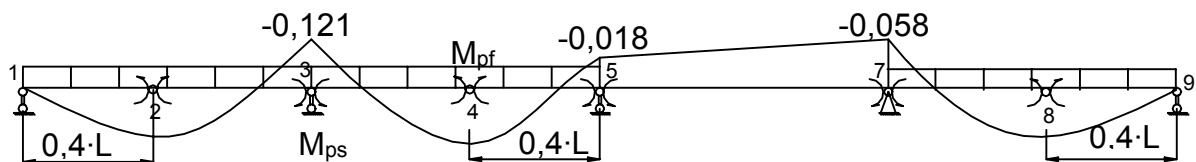
Lastfall 2: Kritischer Querschnitt über der ersten Innenstütze am Knoten 3:

Bild 6-39 Kritischer Lastfall über der ersten Innenstütze

Tabelle 6-35 Versagensmöglichkeiten des Vierfeldträgers – Klasse 2 - Lastfall 2

Versagensfall	Versagensstelle	Grenzzustandsgleichung
F_4	Knoten 3	$Z_4 = M_{Rd3}^S - M_3 = M_{Rd3}^S - 70\% \cdot [0,121 \cdot Q + 0,107 \cdot G) \cdot l^2]$
F_4'	Knoten 7	$P(F_4) = P(F_4')$

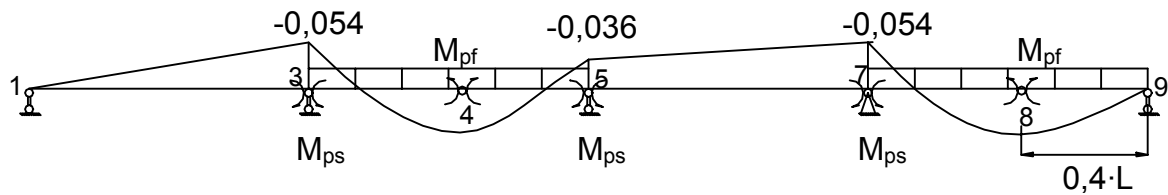
Lastfall 3: Kritischer Querschnitt in Feldmitte des Innenfeldes:

Bild 6-40 Kritischer Lastfall in Feldmitte des Innenfeldes

Dieser Lastfall ist identisch mit dem Lastfall 1. Deswegen ist die Versagensmöglichkeit $P(F(\text{Last3}))$ gleich groß wie die Versagensmöglichkeit des Lastfalls 1 $P(F(\text{Last1}))$.

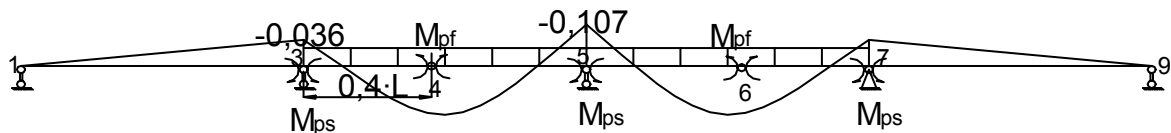
Lastfall 4: Kritischer Querschnitt über der zweiten Innenstütze am Knoten 5:

Bild 6-41 Kritischer Lastfall über der zweiten Innenstütze

Die Wahrscheinlichkeit, dass bei dem in Bild 6-41 dargestellten Lastfall das Biegemoment M_{ps5} am Knoten 5 seine Tragfähigkeit erreicht, ist sehr groß. Dieser Versagensfall entspricht „Fall 5“ nach Tabelle 6-36.

Nach Schneider Bautabelle [Schneider (1998)] gilt für das Biegemoment nach Elastizitätstheorie mit Umlagerung am Knoten 5: $|M_5| = 70\% \cdot (0,107 \cdot Q + 0,071 \cdot G) \cdot l^2$

Daraus ergibt sich die Grenzzustandsgleichung:

$$Z_5 = M_{Rd5}^S - M_5 = M_{Rd5}^S - 70\% \cdot (0,107 \cdot Q + 0,071 \cdot G) \cdot l^2 \quad 6-21$$

Der Versagensbaum für den Vierfeldträger ist in Bild 6-42 dargestellt.

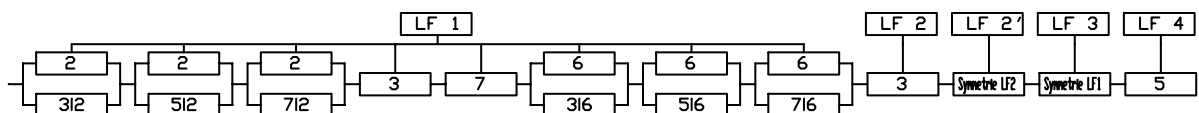
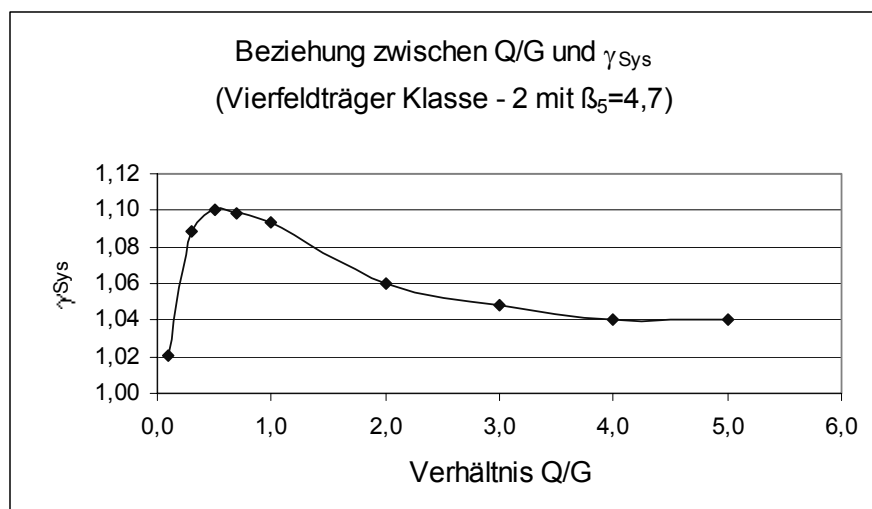


Bild 6-42 Versagensbaum für Dreifeldträger

In Tabelle 6-36 sind die Berechnungsergebnisse des Systemsicherheitsbeiwerts γ_{Sys} bei Vierfeldträgern über der Stütze am Knoten 5 mit dem Sicherheitsindex $\beta_5 = 4,7$ in Abhängigkeit des Verhältnisses von Nutzlast Q zu Eigenlast G angegeben. In Bild 6-43 sind die Ergebnisse graphisch dargestellt.

Tabelle 6-36 Berechnungsergebnisse für den Vierfeldträger mit $\beta_5=4,7$

k _q = Q/G	γ _{Sys}	LF 1									LF 2	LF 4
		Fall 1				Fall 2				Fall 3	Fall 4	Fall 5
		β ₂	β _{3 2}	β _{5 2}	β _{7 2}	β ₆	β _{3 6}	β _{5 6}	β _{7 6}	β ₃	β ₃	β ₅
0,1	1,021	4,492	10,0	-9,175	10,0	3,211	5,3	5,6	5,7	5,7	4,897	4,700
0,3	1,089	4,681	10,0	-5,075	10,0	3,708	10,0	10,0	10,0	10,0	5,062	4,697
0,5	1,100	4,692	10,0	-2,416	10,0	3,913	10,0	10,0	10,0	10,0	5,039	4,694
0,7	1,098	4,684	10,0	-0,645	10,0	4,029	10,0	10,0	10,0	10,0	4,897	4,692
1,0	1,093	4,691	10,0	0,974	10,0	4,154	10,0	10,0	10,0	10,0	4,940	4,699
2,0	1,060	4,655	10,0	3,294	10,0	4,298	10,0	10,0	10,0	10,0	4,840	4,701
3,0	1,048	4,643	10,0	4,174	10,0	4,367	10,0	10,0	10,0	10,0	4,796	4,699
4,0	1,040	4,650	10,0	4,571	10,0	4,419	10,0	10,0	10,0	10,0	4,758	4,699
5,0	1,040	4,649	10,0	4,876	10,0	4,454	10,0	10,0	10,0	10,0	4,799	4,687

Bild 6-43 γ_{Sys} und Q/G Beziehung

In Tabelle 6-37 sind die Berechnungsergebnisse für β_i in Abhängigkeit des Verhältnisses von Nutzlast Q zu Eigenlast G und mit einem Systemsicherheitsbeiwert $\gamma_{\text{Sys}} = 1,00$ angegeben.

Tabelle 6-37 Berechnungsergebnisse mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1,00$ für den Vierfeldträger

kq = Q/G	γ _{R/Sd}	LF 1									LF 2	LF 4
		Fall 1				Fall 2				Fall 3	Fall 4	Fall 5
		β ₂	β _{3 2}	β _{5 2}	β _{7 2}	β ₆	β _{3 6}	β _{5 6}	β _{7 6}	β ₃	β ₃	β ₅
0,1	1,0	4,316	10,0	-9,351	10,0	3,056	5,0	5,4	5,5	5,4	4,671	4,508
0,3		4,239	10,0	-5,770	10,0	3,336	7,5	10,0	10,0	10,0	4,555	4,247
0,5		4,283	10,0	-3,099	10,0	3,562	10,0	10,0	10,0	10,0	4,561	4,280
0,7		4,320	10,0	-1,214	10,0	3,710	10,0	10,0	10,0	10,0	4,585	4,335
1,0		4,373	10,0	0,553	10,0	3,867	10,0	10,0	10,0	10,0	4,583	4,374
2,0		4,462	10,0	3,150	10,0	4,122	10,0	10,0	10,0	10,0	4,638	4,484
3,0		4,491	10,0	4,097	10,0	4,226	10,0	10,0	10,0	10,0	4,635	4,539
4,0		4,523	10,0	4,523	10,0	4,301	10,0	10,0	10,0	10,0	4,650	4,565
5,0		4,535	10,0	4,837	10,0	4,337	10,0	10,0	10,0	10,0	4,649	4,591

Auswertung für den Vierfeldträger:

1. Für den Vierfeldträger ergibt sich mit dem Sicherheitsindex $\beta_5 = 4,7$ ein Sicherheitsbeiwert von Trägersystem $\gamma_{\text{Sys}} = 1,10$.
2. Maßgebend für dieses System wird das Versagen des Querschnitts über der Innenstütze unter dem Lastfall 2 (Versagensfall 4) bzw. dem symmetrischen Lastfall 2' und dem Lastfall 4 (Versagensfall 5).
3. Es wird notwendig den Versagensfall F_1 und den Versagensfall F_2 unter dem Lastfall 1 zu diskutieren.

Bei Versagensfall F_1 tritt das Fließgelenk zuerst in Feldmitte am Knoten 2 auf. Danach versagt der Stützquerschnitt im Stützbereich am Knoten 5 mit $\beta_{5|2}$ (vgl. Bild 6-44). Beim Versagensfall F_2 tritt das Fließgelenk zuerst in Feldmitte am Knoten 6 auf, bevor der Querschnitt im Stützbereich am Knoten 3 mit $\beta_{3|6}$ versagt (vgl. Bild 6-45).

Dem Bild 6-44 ist zu entnehmen, dass sich das Fließmoment am Knoten 2 ungünstig auf das Biegemoment M_5 am Knoten 5 auswirkt. Bild 6-45 zeigt, dass das Fließmoment am Knoten 6 ungünstig auf das Biegemoment M_3 am Knoten 3 wirkt. Die Ergebnisse von $\beta_{5|2}$ und $\beta_{3|6}$ in Tabelle 6-36 zeigen große Unterschiede. Dies läßt sich mit Hilfe der Grenzzustandsgleichung (vgl. in Tabelle 6-34) begründen:

$$Z_{5|2} = M_{\text{Rm}5}^S - M_{5|2} = M_{\text{Rm}5}^S - 70\% \cdot \left[\frac{8}{15} \cdot M_{\text{Rm}2}^F - \frac{Q \cdot l^2}{60} + \frac{1G \cdot l^2}{6} \right]$$

$$Z_{3|6} = M_{\text{Rm}3}^S - M_{3|6} = M_{\text{Rm}3}^S - 70\% \cdot \left[\frac{6}{23} \cdot M_{\text{Rm}6}^F + \frac{3Q \cdot l^2}{92} + \frac{9G \cdot l^2}{92} \right]$$

$$Z_{5|2} \text{ wird beeinflusst von } M_{\text{Rm}2}^F : \frac{8}{15} \cdot M_{\text{Rm}2}^F = 53\% \cdot M_{\text{Rm}2}^F$$

$$Z_{3|6} \text{ wird beeinflusst von } M_{\text{Rm}6}^F : \frac{6}{23} \cdot M_{\text{Rm}6}^F = 26\% \cdot M_{\text{Rm}6}^F$$

Daraus lässt sich ableiten, dass $\beta_{5|2}$ stärker von dem Fließmoment in Feldmitte beeinflusst wird als $\beta_{3|6}$.

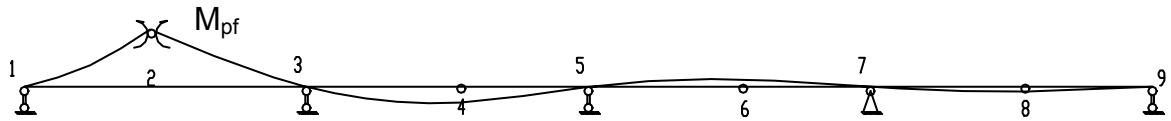


Bild 6-44 Ungünstige Beeinflussung des Fließmoments M_{Rm2}^F auf Knoten 7

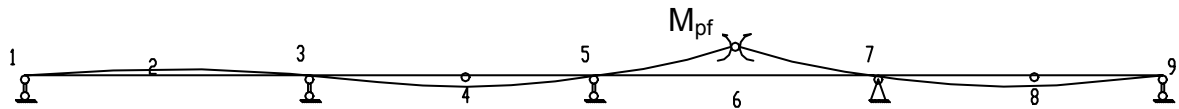


Bild 6-45 Ungünstige Beeinflussung des Fließmoments M_{Rm6}^F auf Knoten 3

4. Die maßgebenden Versagensfälle für dieses System ergeben sich unter dem Lastfall 2 am Knoten 3 bzw. dem symmetrischen Lastfall von Lastfall 2 am Knoten 7 und dem Lastfall 4 am Querschnitt 5.

In Anlehnung an den Versagensbaum in Bild 6-42 ergibt sich die folgende Systemsicherheit für den Vierfeldträger:

$$\Pi(P_{ri}) < P_{rsys} < \min(P_{ri})$$

Aus der Tabelle 6-36 kann man klar herauslesen, dass sich eine Sicherheit P_{ri} ungefähr gleich eins für alle Lastfälle außer den Versagensfälle 4, 4' bzw. 5 ergibt. Daraus folgt:

$$\Pi(P_{ri}) \approx 1 \cdot 1 \cdot (P_{r3}) \cdot (P_{r5}) \cdot (P_{r7}) \approx (P_{r3})^2 \cdot (P_{r5})$$

Hierbei sind P_{r3} , P_{r5} und P_{r7} die Systemsicherheiten für die Lastfälle (Lastfall 2, 2' und 4), bei denen die Querschnitte über den Stützen am Knoten 3, 5 und 7 unter Biegemomentbeanspruchung versagen. Es wird deutlich, dass P_{r3} gleich P_{r7} ist.

Anhand Tabelle 6-36 kann man erkennen, dass der Knoten 5 am schwächsten ist. Der Sicherheitsindex wird am Knoten 5 mit $\beta_5 = 4,7$ angenommen und γ_{sys} für das System berechnet (vgl. Tabelle 6-36). Daraus ergibt sich einen Sicherheitsindex von $\beta_3 = 4,8$ am Knoten 3. Daraus folgt:

$$\Pi(P_{ri}) \approx (P_{r3})^2 \cdot (P_{r5}) = [(\Phi(4,8))]^2 \cdot (\Phi(4,7)) = 1,289 \times 10^{-6}$$

$$\beta = 4,545$$

Wenn $P_{r5} = \Phi(4,7)$ ist, ergibt sich die folgende Sicherheit für das System:

$$[\Phi(4,8)]^2 \cdot [\Phi(4,7)] < P_{rsys} < \Phi(4,7)$$

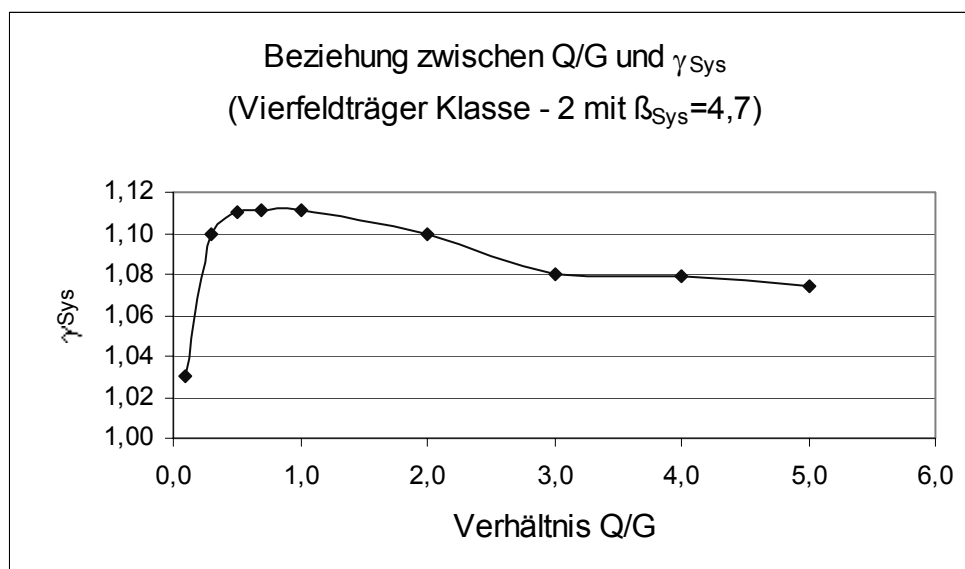
$$4,545 < \beta_{sys} < 4,7.$$

Dies belegt für Vierfeldträger, dass bei einem Systemsicherheitsbeiwert von $\gamma_{sys} = 1,1$ der Sicherheitsindex β_{sys} zwischen 4,5 und 4,7 liegt.

Um auf einen Sicherheitsindex des Systems $\beta_{sys} = 4,7$ zu kommen, wurde eine weitere Rechnung durchgeführt und die Ergebnisse sind in Tabelle 6-38 dargestellt. Die entsprechenden Ergebnisse sind im Bild 6-46 graphisch dargestellt.

Tabelle 6-38 Berechnungsergebnisse mit $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$ für den Vierfeldträger

$k_q = Q/G$	γ_{Sys}	LF 2	LF 4	LF 2'	β von System
		Fall 4	Fall 5		
		β_3	β_5	$\beta_7 = \beta_3$	
0,1	1,030	4,991	4,781	4,991	4,694
0,3	1,100	5,113	4,749	5,113	4,694
0,5	1,110	5,061	4,724	5,061	4,694
0,7	1,111	5,005	4,741	5,005	4,694
1,0	1,111	5,020	4,749	5,020	4,694
2,0	1,100	4,932	4,838	4,932	4,694
3,0	1,080	4,943	4,792	4,943	4,694
4,0	1,079	4,938	4,845	4,938	4,694
5,0	1,074	4,941	4,832	4,941	4,694

Bild 6-46 γ_{Sys} und Q/G Beziehung mit $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$

Wenn $\gamma_{\text{Sys}} = 1,0$ (vgl. Tabelle 6-37) ist, ist P_{r3} ungefähr gleich $\Phi(4,6)$, P_{r5} ungefähr gleich $\Phi(4,3)$ und β_{Sys} liegt zwischen 4,21 und 4,3.

Wird $\gamma_{\text{Sys}} = 1,05$ angenommen, ergeben sich die Ergebnisse wie in Tabelle 6-39 dargestellt:

Tabelle 6-39 Berechnungsergebnisse mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1,05$ für den Vierfeldträger

k _q = Q/G	γ _{Sys}	LF 1									LF 2	LF 4
		Fall 1				Fall 2				Fall 3	Fall 4	Fall 5
		β ₂	β _{3 2}	β _{5 2}	β _{7 2}	β ₆	β _{3 6}	β _{5 6}	β _{7 6}	β ₃	β ₃	β ₅
0,1	1,05	4,727	10,0	-8,938	10,0	3,418	5,6	5,9	6,0	6,1	5,195	4,956
0,3		4,492	10,0	-5,370	10,0	3,549	10,0	10,0	10,0	10,0	4,842	4,503
0,5		4,492	10,0	-2,745	10,0	3,742	10,0	10,0	10,0	10,0	4,787	4,492
0,7		4,509	10,0	-0,912	10,0	3,876	10,0	10,0	10,0	10,0	4,784	4,533
1,0		4,548	10,0	0,789	10,0	4,025	10,0	10,0	10,0	10,0	4,788	4,554
2,0		4,612	10,0	3,271	10,0	4,268	10,0	10,0	10,0	10,0	4,832	4,648
3,0		4,643	10,0	4,177	10,0	4,373	10,0	10,0	10,0	10,0	4,805	4,708
4,0		4,676	10,0	4,582	10,0	4,446	10,0	10,0	10,0	10,0	4,817	4,741
5,0		4,687	10,0	4,885	10,0	4,487	10,0	10,0	10,0	10,0	4,826	4,753

Mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1,05$ (vgl. Tabelle 6-39) ergibt sich $P_{r3} \approx \Phi(4,8)$, $P_{r5} \approx \Phi(4,5)$ und β_{Sys} liegt zwischen 4,4 und 4,5.

Tabelle 6-40 Ergebnisse der verschiedenen Berechnungen für den Vierfeldträger

β_{Einzel}	β_{Sys}	γ_{Sys}
$\beta_5 = 4,7$	$4,545 < \beta_{\text{Sys}} < 4,7$	$\gamma_{\text{Sys}} < 1,1$
$\beta_5/\beta_3 \approx 4,8/5,0$	$\beta_{\text{Sys}} = 4,7$	$\gamma_{\text{Sys}} < 1,11$
$\beta_5/\beta_3 \approx 4,3/4,6$	$4,21 < \beta_{\text{Sys}} < 4,3$	$\gamma_{\text{Sys}} = 1$
$\beta_5/\beta_3 \approx 4,5/4,8$	$4,414 < \beta_{\text{Sys}} < 4,5$	$\gamma_{\text{Sys}} = 1,05$

Die in der Tabelle 6-40 markierten Variablen sind die Voraussetzung für die Berechnung der restlichen Werte der jeweiligen Tabellenzeile.

5. Detaillierter zu untersuchen ist die Tatsache, dass β_5 unter dem Lastfall 4 bei $\gamma_{\text{Sys}} = 1,0$ viel kleiner ist als 4,7 (vgl. Tabelle 6-37). Betrachtet man die Grenzzustandsgleichung 6-21, beeinflussen M_{Rd5}^S , Q und G das Ergebnis.

Die Ursache liegt in der unterschiedlichen Einwirkung von Nutzlast und Eigenlast. Die Nutzlast Q hat einen Beiwert von 0,107 und die Eigenlast G einen von nur 0,071 (vgl. Gleichung 6-21). Danach ergibt sich ein Verhältnis von 1,507 ($= 0,107 / 0,071$). Erhöht sich dieses Verhältnis, verkleinert sich der Sicherheitsindex β nach Grenzzustandsgleichung 6-21 noch weiter. Der Grund dafür ist, dass die Nutzlast Q eine viele größere Standardabweichung ($\delta_Q = 50\%$) hat als die Eigenlast G ($\delta_G = 5\%$). Sind die Beiwerte von Q und G gleich, ist der Sicherheitsindex β auf diesem Querschnitt bei $\gamma_{\text{Sys}} = 1,0$ genau gleich 4,7.

In Tabelle 6-41 sind die Ergebnisse des Vergleichs der Beiwertsverhältnisse von Nutzlast Q und Eigenlast G dargestellt. Man erkennt, dass das Verhältnis ($k_{\text{TQ}} / k_{\text{TG}}$) des Beiwerts von Nutzlast Q zu Eigenlast G bei Vierfeldträger am größten wird.

Tabelle 6-41: Vergleich der Beiwerte von Nutzlast Q zu Eigenlast G

Anzahl des Felds	Lage der Stütze	Beiwert k_{TQ}	Beiwert k_{TG}	k_{TQ} / k_{TG}
2	Innenstütze	0,125	0,125	1,000
3	Innenstütze	0,117	0,100	1,170
4	Erste Innenstütze	0,121	0,107	1,131
	Zweite Innenstütze	0,107	0,071	1,507
5	Erste Innenstütze	0,120	0,105	1,143
	Zweite Innenstütze	0,111	0,079	1,405
6	Erste Innenstütze	0,1199	0,1058	1,133
	Zweite Innenstütze	0,1103	0,0769	1,434
	Dritte Innenstütze	0,1154	0,0865	1,334
7	Erste Innenstütze	0,1198	0,1056	1,134
	Zweite Innenstütze	0,1105	0,0775	1,426
	Dritte Innenstütze	0,1144	0,0845	1,354
8	Erste Innenstütze	0,1198	0,1057	1,133
	Zweiter Innenstütze	0,1105	0,0773	1,429
	Dritte Innenstütze	0,1147	0,0851	1,348
	Vierte Innenstütze	0,1134	0,0825	1,375

6.3.5 Zusammenfassung für Durchlaufträger mit einem Querschnitt der Klasse 2

Folgende Systemsicherheitsbeiwerte werden für den Durchlaufträger mit Verbundquerschnitt der Klasse 2 vorgeschlagen:

Für Zweifeldträger: $\gamma_{\text{sys}}=1,0$

Für Dreifeldträger: $\gamma_{\text{sys}}=1,05$

Für Vierfeldträger und n-Feld-Durchlaufträgern: $\gamma_{\text{sys}}=1,1$

Aus den Erfahrungen der Berechnung ist die Gleichung 6-22 eine logische Näherungsgleichung für den Systemsicherheitsbeiwert vom n-Feld-Durchlaufträgern mit Verbundquerschnitt der Klasse 2.

$$\Pi(P_{ri}) \approx 1 \cdots 1 \cdot P_{r3} \cdot P_{r5} \cdot P_{r7} \cdots \cdot P_{rn} \approx P_{r3} \cdot P_{r5} \cdot P_{r7} \cdots \cdot P_{rn} \quad 6-22$$

Hierbei gilt: P_{ri} Systemsicherheit für die Lastfälle, bei denen das Biegemoment über den Stützquerschnitt am Knoten „i“ ungünstig wirkt

Danach ergibt sich eine Sicherheit des Systems für Verbundquerschnitt der Klasse 2 zu:

$$\Phi(4,7) \leq (P_{ri})^{n-1} \leq P_{r\text{Sys}} \leq \min[P_{r3}, P_{r5}, P_{r7} \cdots] \quad 6-23$$

Um eine Näherungslösung von P_{ri} aus der Ungleichung 6-23 zu bekommen, wird P_{ri} durch $P_r(i)$ ersetzt. Es wird folgendes angenommen:

$$P_r(3) = P_r(5) = P_r(7) = \dots = P_r(i)$$

$$P_r(i) = P_{ri}$$

Hierbei gilt: $P_r(i)$ Querschnittssicherheit über der Stütze „i“

Offensichtlich ist:

$$P_r(i) \geq P_{ri}$$

Im folgenden soll der Unterschied zwischen $P_r(i)$ und P_{ri} dargestellt werden:

Für Zweifeldträger gilt aus Tabelle 6-25: $P_r(3)=4,7$; $P_{r3}=4,7$

Für Dreifeldträger gilt aus Tabelle 6-31: $P_r(3)=4,7$; minimal $P_{r3}=4,52$

Für Vierfeldträger gilt aus Tabelle 6-37: $P_r(3)=4,7$; minimal $P_{r3}=4,56$

$P_r(5)=4,7$; minimal $P_{r5}=4,25$

Betrachtet man Durchlaufträger bis maximal acht Felder, so ist festzustellen, dass der Unterschied zwischen $P_r(i)$ und P_{ri} bei Vierfeldträger am größten ist. Der Grund dafür ist das Verhältnis k_{TQ} / k_{TG} (vgl. Tabelle 6-41).

Er ist jedoch so minimal, dass P_{ri} durch $P_r(i)$ ersetzt werden kann.

Aus Ungleichung 6-23 ergibt sich die folgende Vereinfachung:

$$P_{r\text{Sys}} \geq (P_r(i))^{n-1} \geq \Phi(4,7) \quad 6-24$$

Auf Basis der Ungleichung 6-24 sind die Beziehungen zwischen β_{Sys} und β_{Einzel} in Tabelle 6-42 tabellarisch und in Bild 6-47 graphisch dargestellt.

Tabelle 6-42: Näherung der Beziehung zwischen β -Einzelquerschnitt und System

Felder- zahl	β_{Einzel}	γ_{RM} - Entsprechend ¹⁾	γ_{Sys} - Entsprechend	$P_{r\text{Einzel}}$	$P_{r\text{Sys}}$	β_{Sys}
2	4,700	1,725	1,000	0,9999986977	0,999998698	4,694
3	4,850	1,79	1,038	0,9999993819	0,999998764	4,694
4	4,930	1,842	1,068	0,9999995882	0,999998765	4,694
5	4,980	1,873	1,086	0,9999996816	0,999998726	4,694
6	5,005	1,864	1,081	0,9999997202	0,999998601	4,694
7	5,030	1,885	1,093	0,9999997544	0,999998526	4,694
8	5,050	1,886	1,093	0,9999997787	0,999998451	4,694
9	5,070	1,890	1,096	0,9999998008	0,999998406	4,694
10	5,090	1,906	1,105	0,9999998207	0,999998386	4,694

¹⁾ Entsprechend γ_{RM} ist auf der Querschnittsebene mit $k_q=Q/G=2$ berechnet.

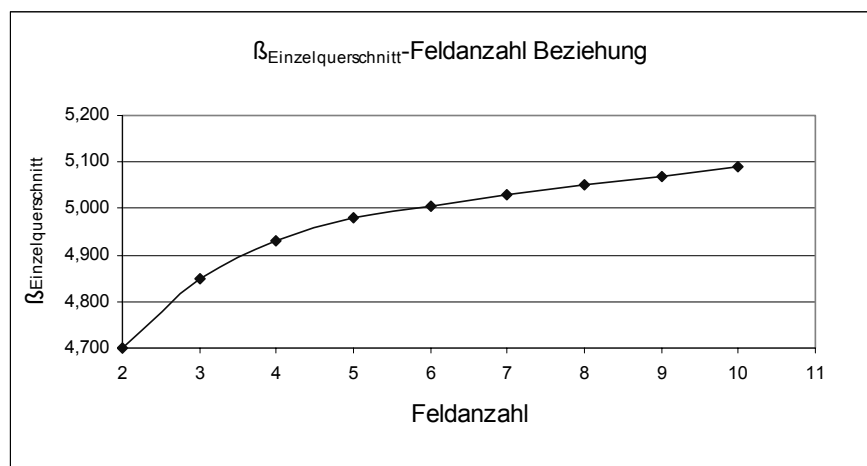
Bild 6-47 Beziehung zwischen β -Einzelquerschnitt und System

Tabelle 6-38 und Bild 6-47 zeigen, dass der Systemsicherheitsindex β_{Sys} mit $\gamma_{\text{Sys}} = 1,1$ (für Einzelquerschnitte $\beta_i = 4,93$) bei Vierfeldträgern den Wert von 4,7 hat.

Auch für Durchlaufträger bis zehn Felder soll ein Sicherheitsindex $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$ gewährleistet bleiben. Mit $\beta_{\text{Sys}} = 4,7$ ergibt sich für Zehnfeldträger durch Berechnung ein Sicherheitsindex $\beta_i = 5,09$. Setzt man den Sicherheitsbeiwert bei Zehnfeldträgern auf $\gamma_{\text{Sys}} = 1,1$, zeigen die Berechnungen, dass $\beta_i=4,93$ und $\beta_{\text{Sys}}=4,5$ und somit die Abweichung im Vergleich zum gesetzten Zielwert von $\beta_i=5,09$ und $\beta_{\text{Sys}}=4,7$ gering sind. Deshalb eignet sich auch für Zehnfeldträgern ein Sicherheitsbeiwert $\gamma_{\text{Sys}}=1,1$. Eine weitere Begründung liefert die folgende Tatsache:

Bisher wurde von der Annahme ausgegangen, dass jeder Lastfall zu 100% auftritt. Tatsächlich tritt aber jeder Lastfall „i“ mit einer Wahrscheinlichkeit von P_{LFi} auf. Dabei wird die Wahrscheinlichkeit des Lastfalls P_{LFi} nicht mit eingerechnet. Das bedeutet, dass der tatsächliche Sicherheitsindex des Systems noch größer ist als 4,5.

Die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit des Systems am Beispiel eines Vierfeldträgers kann wie folgt dargestellt werden (vgl. Versagensbaum 6-38):

$$P_{\text{fsys}} = \{P_{\text{LF1}} \cap [E(3,2) \cup E(5,2) \cup E(7,2) \cup E(3) \cup E(7)]\} \cup \{P_{\text{LF2}} \cap [E(3) \cup E(\dots)]\} \cup \{\dots\}$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit P_{fsys} ist auf jeden Fall kleiner als ohne die Berücksichtigung von P_{LFi} :

$$P_{\text{fsys}} \leq \{[E(3,2) \cup E(5,2) \cup E(7,2) \cup E(3) \cup E(7)]\} \cup \{[E(3) \cup E(\dots)]\} \cup \{\dots\}$$

Mit:

$E(i,j)$ Ereignis „i“ tritt auf unter der Bedingung, dass „j“ auftritt

$E(i)$ Ereignis „i“ tritt direkt auf

Die Beziehungen zwischen den Ergebnissen mit Berücksichtigung und ohne Berücksichtigung der Lastfall-Wahrscheinlichkeit P_{LFi} sind im Bild 6-48 schematisch dargestellt.

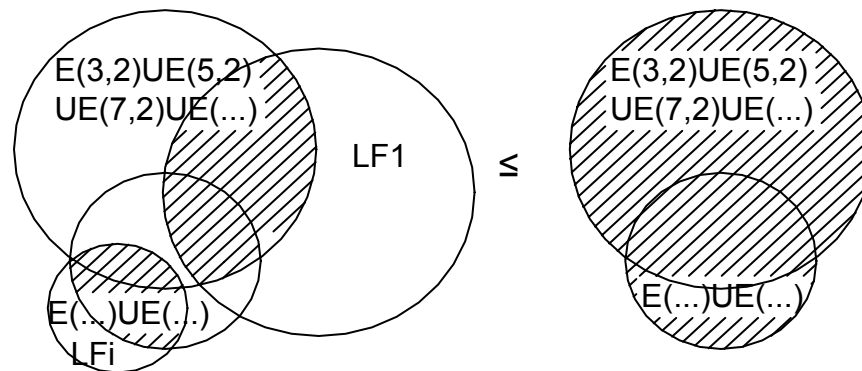


Bild 6-48 Beeinflussung der Lastfall-Wahrscheinlichkeit P_{LFi}

7. Näherungslösung für ein konsistentes Sicherheitsformat

7.1 Vorschlag eines verbesserten Sicherheitsformates

Das vorgeschlagene Sicherheitsformat für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Systemebene basiert auf der Teilsicherheitsbeiwert des Eurocode 4. Um jedoch eine Versagenswahrscheinlichkeit von $1,3 \times 10^{-6}$ bzw. einen Sicherheitsindex $\beta = 4,7$ zu gewährleisten ist eine Anpassung des Teilsicherheitsbeiwertes auf der Widerstandseite erforderlich. Bezogen auf dem in EC 4 definierten Bemessungswert R_d und dem zugehörigen Teilsicherheitsbeiwert γ_{RM-EC4} werden Korrekturfaktoren γ_{CS} auf Querschnittsebene und γ_{Sys} zur Berücksichtigung von Systemeigenschaften eingeführt. Diesbezüglich gilt für den Bemessungsnachweis nach EC 4:

$$S_d \leq R_d \leq \frac{R_k}{\gamma_{R-EC4}} \quad 7-1$$

Dem gegenüber lautet der neue Vorschlag:

$$S_d \leq \frac{R_m}{(\gamma_{RM-EC4} \cdot \gamma_{CS}) \cdot \gamma_{Sys}} = \frac{R_d}{\gamma_{CS} \cdot \gamma_{Sys}} \quad 7-2$$

Hierbei sind:

- S_d, R_d Bemessungswerte der Einwirkung und Beanspruchbarkeit nach [EC 4 T 1-1 (1994)]
- γ_{CS} Anpassungsfaktor auf Querschnittsebene bezüglich der nach EC 4 T 1-1 bemessenen Querschnitttragfähigkeit R_d des Widerstands
- γ_{Sys} Anpassungsfaktor des Widerstands auf Systemebene
- γ_{RM-EC4} das Verhältnis zwischen Mittelwert und Designwert des gemäß EC 4 bemessenen Querschnittes (vgl. Bild 5-2).

Die erforderlichen Faktoren γ_{CS} und γ_{Sys} wurden in Kapitel 5 und 6 eingehend erarbeitet. Die Ergebnisse der Kalibrierung von γ_{CS} und γ_{Sys} sind nochmals in den Tabellen 7-1, 7-2 und 7-3 zusammenfassend dargestellt. Nachfolgend werden Näherungslösungen für die erforderlichen Anpassungsfaktoren γ_{CS} und γ_{Sys} vorgeschlagen.

7.2 Näherungsvorschlag für den Beiwert γ_{CS} auf der Querschnittsebene

Unter dem Beiwert γ_{CS} (Cross Section) versteht man einen zusätzlichen Sicherheitsbeiwert für den nach EC 4 T1-1 bemessenen Verbundquerschnitt auf der Querschnittsebene. Er ist abhängig von Baustahltypen und Stahlprofil, da verschiedene Stahlprofile aus verschiedenen Baustahltypen unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte γ_{RM-EC4} bezug auf der Mittelwert der Materialeigenschaft auf weisen. In dieser Arbeit wurden Stahlprofile HEA mit Baustahl S235 und S355 erforscht.

Die in Kapitel 5 gefundenen Ergebnisse für den erforderliche Beiwert γ_{CS} , mit dem der Teilsicherheitsbeiwert nach EC 4 γ_{RM-EC4} auf Querschnittsebene zu erhöhen ist, kann nach folgenden Funktionen angenähert werden:

Unter positivem Biegemoment:

Für S 235: $1,0 \leq \gamma_{CS-S235} = 1,15 + 0,20 \cdot \ln(k_q) \leq 1,45$ 7-3

Für S 355: $1,0 \leq \gamma_{CS-S355} = 1,25 + 0,22 \cdot \ln(k_q) \leq 1,60$ 7-4

Unter negativem Biegemoment:

Für S 235: $1,0 \leq \gamma_{CS-S235} = 1,00 + 0,16 \cdot \ln(k_q) \leq 1,25$ 7-5

Für S 355: $1,0 \leq \gamma_{CS-S355} = 1,05 + 0,18 \cdot \ln(k_q) \leq 1,35$ 7-6

Tabelle 7-1: Korrekturfaktor γ_{CS} für den Profiltyp HEA unter positivem Biegemoment (+M)

K_q	β	γ_{RM}	$\gamma_{RM-EC 4-S235}$	$\gamma_{CS-S235}$	$\gamma_{CS-S235-Vorschlag}$	$\gamma_{RM-EC 4-S355}$	$\gamma_{CS-S355}$	$\gamma_{CS-S355-Vorschlag}$
0,1	4,698	1,191	1,4	0,851	1,0	1,3	0,916	1,0
0,3	4,700	1,263		0,902			0,972	
0,5	4,700	1,385		0,990			1,066	1,098
0,7	4,699	1,485		1,061	1,079		1,142	1,172
1,0	4,700	1,604		1,146	1,150		1,234	1,250
2,0	4,693	1,826		1,304	1,289		1,405	1,402
3,0	4,696	1,930		1,379	1,370		1,485	1,492
4,0	4,702	2,002		1,430	1,427		1,540	1,555
5,0	4,695	2,042		1,459	1,45		1,571	1,60
> 5	4,699	≈2,042			1,45			1,60

Tabelle 7-2: Korrekturfaktor γ_{CS} für das Stahlprofil Typ HEA unter negativem Biegemoment (-M)

K	β	γ_{RM}	$\gamma_{RM-EC 4-S235}$	$\gamma_{CS-S235}$	$\gamma_{CS-S235-Vorschlag}$	$\gamma_{RM-EC 4-S355}$	$\gamma_{CS-S355}$	$\gamma_{CS-S355-Vorschlag}$
0,1	4,700	1,021	1,55	0,658	1,0	1,45	0,704	1,0
0,3	4,697	1,151		0,743			0,794	
0,5	4,696	1,283		0,828			0,885	
0,7	4,696	1,390		0,897			0,959	
1,0	4,699	1,503		0,970			1,037	1,05
2,0	4,701	1,725		1,113	1,111		1,190	1,175
3,0	4,696	1,831		1,181	1,176		1,263	1,248
4,0	4,699	1,891		1,220	1,222		1,304	1,300
5,0	4,695	1,937		1,250	1,25		1,336	1,350
> 5,0	4,696	≈1,937			1,25			1,35

Die Tabellen 7-1 und 7-2 verdeutlichen, dass mit den Näherungsvorschlag die erforderliche Tragwerkszuverlässigkeit auf Querschnittsebene zielsicher erreicht werden kann.

7.3 Nahrungslösung für den Beiwert γ_{Sys} auf Systemebene

Zur Erfassung unterschiedlichen Systemeigenschaften von Mehrfeldträgern wurde in Kapitel 6 der Systembeiwert γ_{Sys} eingeführt und entsprechend untersucht. Es wurde festgestellt, dass γ_{Sys} im wesentlichen von der Felderzahl und der Querschnittsklasse abhängt. Als Vereinfachung der genauen Kalibrierungslösung wird für γ_{Sys} vorgeschlagen:

Für Querschnitte der Klasse 1: $1,05 \leq \gamma_{\text{Sys-K-1}} = 1,05 + 0,015 \cdot (n-2) \leq 1,08$ 7-7

Für Querschnitte der Klasse 2: $1,00 \leq \gamma_{\text{Sys-K-2}} = 1,00 + 0,05 \cdot (n-2) \leq 1,10$ 7-8

Tabelle 7-3: Sicherheitsbeiwert auf der Systemebene für Durchlaufträger

Felderzahl	γ_{Sys} Kalibrierung		γ_{Sys} Vorschlag	
	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 1	Klasse 2
2	1,054	1,000	1,050	1,000
3	1,069	1,055	1,065	1,050
4	1,088	1,110	1,080	1,100
5			1,080	1,100
6			1,080	1,100
7	1,076 ¹⁾	1,093	1,080	1,100
8	1,081	1,093	1,080	1,100
9	1,081	1,096	1,080	1,100
10	1,082	1,105	1,080	1,100

1) Die in markierten Flächen stehende Werte sind gemäß Gleichungen 6-18 und 6-24 geschätzt.

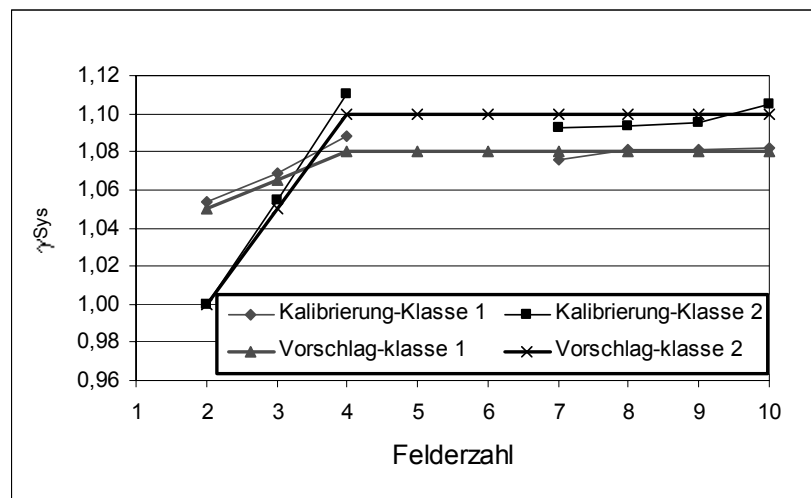


Bild 7-1 Vorschlag des Sicherheitsbeiwerts γ_{Sys}

In Bild 7-1 werden die Näherungslösungen und die Ergebnisse der in Kapitel 6 durchgeführten Kalibrierung für γ_{Sys} verglichen. Man erkennt, dass mit den Näherungslösungen der Gleichungen 7-7 und 7-8 der Einfluß der Feldzahl auf die Tragwerkszuverlässigkeit hinreichend genau erfasst wird.

8. Zusammenfassung

Die Arbeit beschäftigt sich mit dem bei einer nichtlinearen Berechnung von Verbundträgern zu berücksichtigenden Sicherheitsformat. Aufbauend auf dem Teilsicherheitskonzept nach EC 4 werden die bei Verwendung von mittleren Materialeigenschaften auf der Widerstandsseite anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt, um eine Versagenswahrscheinlichkeit von $1,3 \times 10^{-6}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu gewährleisten. Dabei setzt sich der erforderliche Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite aus mehreren Einzelkomponenten zusammen, welche die querschnittsbezogenen Einflussgrößen ebenso erfassen wie Systemeinflüsse bei Durchlaufträgern.

In Kapitel 2 werden die Grundlagen des Sicherheitskonzepts im Bauwesen dargestellt. Dazu gehören die Grundsätze der Sicherheitstheorie, ihre geschichtliche Entwicklung, Verfahren zur Bestimmung der Tragwerkssicherheit und normative Regelungen. In dem Abschnitt „Erforderliche Tragwerkszuverlässigkeit“ wird die Zielsicherheit diskutiert sowie die Frage „Wie sicher ist sicher genug“ beantwortet.

Die mechanische und stochastische Modellierung im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse wird in Kapitel 3 dargestellt. Es umfasst die Werkstoffgesetze für die nichtlineare Zuverlässigkeitsanalyse, das Tragverhalten des durchlaufenden Verbundträgers, die Modellierung zur Berechnung des Sicherheitsindex β durch das Programm nonlinCSRA auf der Querschnittebene und die Modellierung der Einwirkung.

In Kapitel 4 werden nicht nur geometrische Parameter, sondern auch physikalische Parameter des Verbundbau-Trägersystems erforscht. Dabei wird zuerst die Anzahl der Simulationen der Monte Carlo Methode diskutiert. Für die Belastung durch ein reines Biegemoment sollten 5000 Simulationen ausreichend sein. Um eine bessere Genauigkeit zu erzielen werden in dieser Arbeit jedoch 10 000 Simulationen der Kalibrierung des Mittelwerts des Querschnittswiderstandes zugrunde gelegt. Als Ergebnis wird deutlich, welche Parameter bedeutsam sind und welche nicht. Die nicht ausschlaggebenden Parameter können in den anschließenden Berechnungen als deterministische Parameter berücksichtigt werden. Die bedeutsamen Parameter müssen bei den nachfolgenden Berechnungen als stochastische Parameter erfasst werden. Ihre Standardabweichungen und Verteilungsform müssen so genau wie möglich bestimmt werden.

Der erforderliche Sicherheitsbeiwert und dessen Kalibrierung hinsichtlich des in EC 1 geforderten Sicherheitsniveaus auf Querschnittebene werden in Kapitel 5 berechnet. Die Kalibrierungen basieren auf Beispielen mit gewalzten Verbundquerschnitten HEA 200 – HEA 800. Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen zeigen, dass in gewissen Fällen - insbesondere bei hohem Nutzlastanteil – die nach EC 4 vorgesehenen Teilsicherheitsbeiwerte nicht ausreichen, um die in EC 1 geforderte Tragwerkszuverlässigkeit zu gewährleisten.

Die notwendige Systemanalyse wurden in Kapitel 6 durchgeführt. Die berechneten Trägersysteme sind durchlaufende Träger mit Verbundquerschnitten der Klassen 1 und 2 mit zwei, drei und vier Feldern. Hier zeigt sich, dass die Versagenswahrscheinlichkeit des Systems signifikant von der Feldanzahl sowie der Querschnittsklasse abhängt. Dies bezüglich ist ebenfalls eine Vergrößerung der nach EC 4 vorgesehenen Teilsicherheitsbeiwerte erforderlich.

In Kapitel 7 wird ein Vorschlag für ein neues Sicherheitsformat unterbreitet, welches querschnittbezogene und systembezogene Einflüsse gleichermassen berücksichtigt. Einfache Näherungslösungen für die zusätzlich zu den Teilsicherheitsbeiwerten nach

EC 4 anzusetzenden Korrekturfaktoren γ_{CS} und γ_{Sys} ermöglichen eine einfache und dennoch hinreichend genaue Querschnittsbemessung bei der Anwendung nichtlinearer Bemessungsverfahren im Verbundbau. Mit Hilfe dieses Bemessungsvorschlags wird die in EC 1 geforderte Begrenzung der Versagenswahrscheinlichkeit auf einen Wert von $1,3 \times 10^{-6}$ grundsätzlich sichergestellt.

Anhang 1 Schätzung des γ_{RM-EC4}

Die Druckkraft im Beton D_{Beton} und die Zugkraft im Stahlträger Z_{Stahl} werden im folgenden gemäß Bild A1-1 berechnet:

$$D_{\text{Beton}} = b_{\text{eff}} \cdot Z_{\text{pl}} \cdot \frac{0,85 \cdot f_{\text{ck}}}{\gamma_c}$$

$$Z_{\text{Stahl}} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Von $D_{\text{Beton}} = Z_{\text{stahl}}$

$$\Rightarrow Z_{\text{pl}} = \frac{\gamma_c}{0,85 \cdot \gamma_a} \cdot \frac{f_y \cdot A_a}{b_{\text{eff}} \cdot f_{\text{ck}}}$$

$$\Rightarrow M_{\text{pl}} = Z_{\text{stahl}} \cdot \left(h_a + h_c - \frac{Z_{\text{pl}}}{2} \right) = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot \left(h_a + h_c - \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_c}{0,85 \cdot \gamma_a} \cdot \frac{f_y \cdot A_a}{b_{\text{eff}} \cdot f_{\text{ck}}} \right)$$

$$\Rightarrow M_{\text{Mittel}} = A_a \cdot f_{y\text{Mittel}} \cdot \left(h_a + h_c - \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{y\text{Mittel}} \cdot A_a}{b_{\text{eff}} \cdot f_{c\text{Mittel}}} \right)$$

Annahme: $\gamma_a = 1,1$ und $\gamma_c = 1,5$

$$\omega = \frac{A_a \cdot f_y}{A_c \cdot f_c}$$

$$f_{y\text{Mittel}} = k_y \cdot f_y$$

$$f_{c\text{Mittel}} = k_c \cdot f_{\text{ck}}$$

$$\gamma_{RM-EC4} = \frac{M_{\text{Mittel}}}{S_d} = \frac{M_{\text{Mittel}}}{M_{\text{pl}}}$$

$$n = h_a / h_c$$

h_a, h_c : Höhe des Stahlträgers und der Betonplatte

k_y, k_c : Verhältnis zwischen dem Mittelwert und charakteristischen Wert

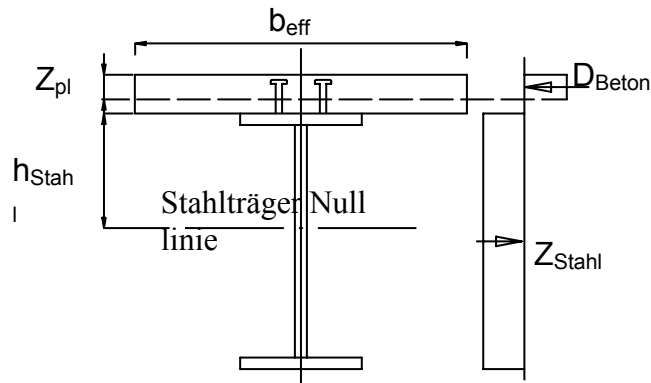


Bild A1-1

Nach dem Einsetzen M_{Mittel} und M_{Pl} in $\gamma_{\text{R/Sd}}$ ergibt sich:

⇒

$$\gamma_{\text{RM-EC4}} = \frac{A_a \cdot f_{y\text{Mittel}} \cdot (h_a + h_c - \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{y\text{Mittel}} \cdot A_a}{b_{\text{eff}} \cdot f_{c\text{Mittel}}})}{A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (h_a + h_c - \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_c}{0,85 \cdot \gamma_a} \cdot \frac{f_y \cdot A_a}{b_{\text{eff}} \cdot f_{c\text{ck}}})} = \frac{\gamma_a \cdot f_{y\text{Mittel}} \cdot (h_a + h_c - \frac{1}{2} \cdot h_c \cdot \omega \cdot \frac{k_y}{k_c})}{f_y \cdot (h_a + h_c - \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_c}{0,85 \cdot \gamma_a} \cdot h_c \cdot \omega \cdot \frac{k_c}{k_y})}$$

$$\Rightarrow \gamma_{\text{RM-EC4}} = \frac{\gamma_a \cdot k_y \cdot (n + 1 - \frac{1}{2} \cdot \omega \cdot \frac{k_y}{k_c})}{n + 1 - \frac{1}{1,7} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_a} \cdot \omega \cdot \frac{k_c}{k_y}}$$

⇒ (Hier wird nur $Z_{\text{pl}} < h_c$ diskutiert $\Rightarrow \omega < 1/0,8021 = 1,25$)

Die Ergebnisse der Berechnung von $\gamma_{\text{RM-EC4}}$ unter Variation von n und ω sind in Tabelle A1-1, und in den Bildern A1-2 und A1-3 dargestellt

Aus Bild A1-2 und A1-3 wird ersichtlich, dass ein Querschnitt mit geringem Betonteil (groß ω), eine große Differenz zwischen M_{Mittel} und M_{pl} aufweist. Ein relativ niedrige Stahlträgerhöhe (klein n) erzeugen eine noch größere Differenz.

Aus diesem Grunde schlage ich vor, dass die Höhe des Stahlträgers größer als die 3-fache Betonplattendicke sein sollte. Das Verhältnis ω sollte am besten kleiner als 1 sein.

Tabelle A1-1: Schätzung des γ_{RM-EC4}

S235 und C20						S355 und C20					
$f_y = 235,0 \text{ Mpa}$		$f_{ym} = 283,3 \text{ Mpa}$		$k_y = 1,206$		$f_y = 355,0 \text{ Mpa}$		$f_{ym} = 402,0 \text{ Mpa}$		$k_y = 1,132$	
$f_{ck} = 20,0 \text{ Mpa}$		$f_{cm} = 28,0 \text{ Mpa}$		$k_c = 1,400$		$f_{ck} = 20,0 \text{ Mpa}$		$f_{cm} = 28,0 \text{ Mpa}$		$k_c = 1,400$	
$\gamma_a = 1,1$		$\gamma_c = 1,5$									
n	$\omega=0,5$	$\omega=0,7$	$\omega=0,9$	$\omega=1,1$	$\omega=1,3$	n	$\omega=0,5$	$\omega=0,7$	$\omega=0,9$	$\omega=1,1$	$\omega=1,3$
0,5	1,647	1,875	2,230	2,864	4,314	0,5	1,610	1,881	2,329	3,212	5,757
0,6	1,619	1,817	2,111	2,596	3,546	0,6	1,577	1,811	2,176	2,826	4,306
0,7	1,595	1,770	2,020	2,408	3,092	0,7	1,549	1,755	2,061	2,567	3,561
0,8	1,575	1,731	1,948	2,269	2,792	0,8	1,526	1,709	1,971	2,380	3,107
0,9	1,558	1,699	1,889	2,161	2,580	0,9	1,506	1,670	1,899	2,240	2,803
1,0	1,543	1,671	1,841	2,075	2,421	1,0	1,489	1,638	1,840	2,131	2,584
1,1	1,529	1,647	1,800	2,006	2,298	1,1	1,474	1,610	1,791	2,043	2,419
1,2	1,518	1,627	1,765	1,948	2,199	1,2	1,460	1,586	1,749	1,971	2,290
1,3	1,507	1,608	1,735	1,899	2,119	1,3	1,448	1,565	1,713	1,911	2,186
1,4	1,498	1,592	1,709	1,857	2,052	1,4	1,438	1,546	1,682	1,860	2,102
1,5	1,489	1,578	1,686	1,821	1,996	1,5	1,428	1,529	1,655	1,817	2,031
1,6	1,482	1,565	1,665	1,790	1,948	1,6	1,419	1,514	1,631	1,779	1,971
1,7	1,475	1,553	1,647	1,762	1,906	1,7	1,412	1,501	1,610	1,746	1,920
1,8	1,468	1,543	1,631	1,738	1,870	1,8	1,404	1,489	1,591	1,716	1,875
1,9	1,463	1,533	1,616	1,716	1,837	1,9	1,398	1,478	1,574	1,690	1,836
2,0	1,457	1,524	1,603	1,696	1,809	2,0	1,392	1,468	1,558	1,667	1,802
2,1	1,452	1,516	1,590	1,678	1,783	2,1	1,386	1,458	1,544	1,646	1,771
2,2	1,448	1,509	1,579	1,662	1,760	2,2	1,381	1,450	1,531	1,627	1,743
2,3	1,443	1,502	1,569	1,647	1,740	2,3	1,376	1,442	1,519	1,610	1,719
2,4	1,439	1,495	1,559	1,634	1,721	2,4	1,372	1,435	1,508	1,594	1,696
2,5	1,436	1,489	1,551	1,621	1,703	2,5	1,367	1,428	1,498	1,580	1,676
2,6	1,432	1,484	1,543	1,610	1,688	2,6	1,363	1,422	1,489	1,566	1,657
2,7	1,429	1,479	1,535	1,599	1,673	2,7	1,360	1,416	1,480	1,554	1,640
2,8	1,426	1,474	1,528	1,589	1,660	2,8	1,356	1,411	1,472	1,543	1,624

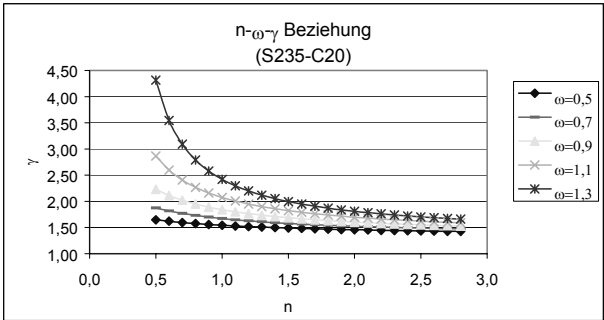


Bild A1-2 Schätzung des $\gamma_{RM-EC4-S235}$

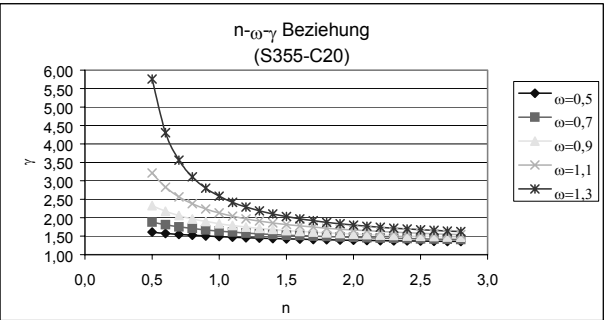


Bild A1-3 Schätzung des $\gamma_{RM-EC4-S355}$

Anhang 2 Abschätzung der Systemsicherheit mit $P_{rsys} \approx (P_{r1} \cdot P_{rn})^i$

Die Versagensmöglichkeit i der Endfelder ist in untenstehender Tabelle A2-1 dargestellt.

In der Tabelle bezeichnet:

- J gültiger Lastfall für i
- N ungültiger Lastfall für i
- (J)N Es wäre gültiger aber gleich wie vorher geschehender Lastfall.
- J+J gültiger Lastfall für i aber der symmetrische auch gültig

Tabelle A2-1 Ungünstige Lastfälle der Durchlaufträger mit 2 – 10 Feldern

Feldanzahl	Bezeichnungen	Gültig	i
2		J	2
		J	
3		J	2
		J	
4		N	3
		J	
		J+J	
		N	
5		N	3
		J	
		N	
		J	
6		(J)N	3
		J	
		J+J	
		N	
7		N	4
		J	
		N	
		J	
8		(J)N	4
		J	
		N	
		J+J	
9		(J)N	5
		J	
		N	
		J	
10		(J)N	5
		J	
		N	
		J	
10		(J)N	6
		J	
		N	
		J+J	
10		N	6
		N	
		N	
		J	

Anhang 3 Bemessungswerte des Verbundquerschnitts der Klasse 2 nach Elastizitätstheorie mit Umlagerung

A3.1 Zweifeldträger:

Die statische Berechnung vom Durchlaufträgern mit Verbundquerschnitten der Klasse 2 wird in diesem Abschnitt eine elastische Berechnung mit Umlagerung durchgeführt. Die auf Grundlage der Elastizitätstheorie (ohne Rissbildung) ermittelten Stützmomente werden gemäß EC 4 Teil 1-1 für Verbundquerschnitte der Klasse 2 bei einer Umlagerung um -30% vermindert oder um +10% erhöht.

Hanswille (2000) hat dargestellt, dass die Umlagerung für den Einfluß aus dem Plastizieren des Stahlträgers für Träger gilt, die überwiegend durch Gleichstreckenlasten beansprucht werden, weil sich die plastischen Zonen in diesem Fall zunächst im Stützbereich ausbilden und eine Umlagerung der Momente ins Feld bewirken. Die umgekehrte Umlagerungsrichtung (Zunächst bilden sich die plastischen Zonen im Feld aus und bewirken eine Umlagerung der Momente ins Stützbereich) ist bei ihm gar nicht gewährt. Das heißt, dass die Umlagerung der Momente von Stütze ins Feld unter der Gleichstreckenlastenbeanspruchung für Durchlaufträger maßgebend ist.

1. Querschnitt über der Stütze

Für den Stützquerschnitt ist der Bemessungswert des Biegemomentes gemäß Lastfall in Bild A3-1 wie Gleichung A3-1 dargestellt.

$$|M_{ps}| = k \cdot [0,125 \cdot (\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q) \cdot l^2] \quad \text{A3-1}$$

Hierbei sind:

k Abminderungsbeiwert ($k = 70\%$)

γ_G, γ_Q Beiwert für Eigenlast G und Nutzlast Q ($\gamma_G = 1,35, \gamma_Q = 1,5$)

0,125 Beiwert der Statik

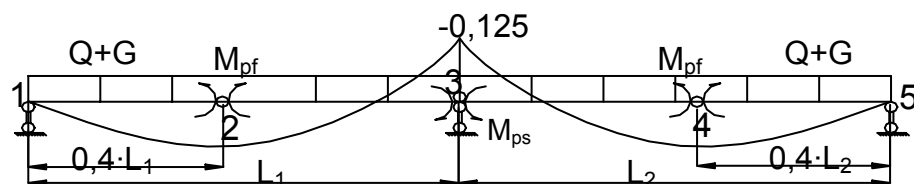


Bild A3-1 Ungünstiger Lastfall für den Querschnitt über der Stütze

Das entsprechend maximale Biegemoment im Feld unter dem Lastfall in Bild (A3-1) nach der Umlagerung der Momente ins Feld ergibt sich wie in Gleichung A3-2.

Die äußere Stützkraft nach der Umlagerung:

$$A_1 = \frac{(\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q) \cdot l}{2} - k \cdot [0,125 \cdot (\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q) \cdot l]$$

Dann ergibt sich das maximale zugehörige Biegemoment im Feld ($M_{F\text{-Zugh}}$):

$$M_{F\text{-Zugh}} = A_1 \cdot \frac{A_1}{\gamma_q \cdot q} - \frac{\gamma_q \cdot q}{2} \cdot \left(\frac{A_1}{\gamma_q \cdot q} \right)^2$$

$$= A_1^2 \cdot \left(\frac{1}{\gamma_q \cdot q} - \frac{1}{2 \cdot \gamma_q \cdot q} \right) = \frac{\gamma_q \cdot q \cdot l^2}{2} \cdot \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,125) \right]^2$$
A3-2

Hierbei ist $q = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$.

2. Querschnitt im Bereich der Feldmitte

Für Querschnitt im Bereich der Feldmitte ist der Bemessungswert des Biegemomentes gemäß Lastfall in Bild A3-2 und A3-3 wie Gleichung A3-4 dargestellt.

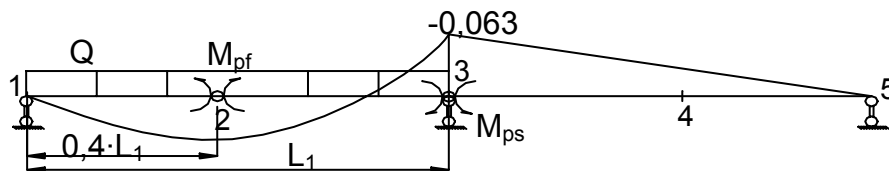


Bild A3-2 Ungünstiger Nutzlastfall für den Querschnitt in Feldmitte

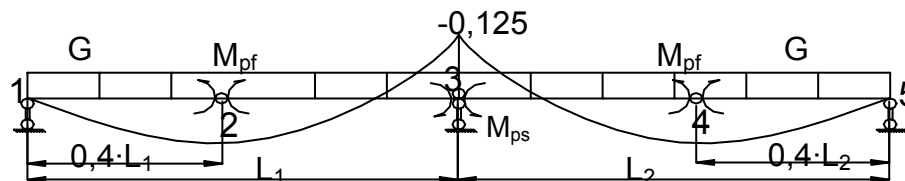


Bild A3-3 Biegemoment folgt Eigenlast

Die Stützkraft unter Nutzlast Q ungünstig für Feldmitte beträgt dann (vgl. Bild A3-2):

$$A_{1Q} = \frac{\gamma_Q \cdot Q \cdot l}{2} - k \cdot (0,063 \cdot \gamma_Q \cdot Q \cdot l)$$

Mit k Umlagerungsbeiwert ($k = 1,1$)

Das zugehörige maximale Biegemoment im Feld ergibt sich:

$$M_Q = A_{1Q} \cdot \frac{A_{1Q}}{\gamma_Q \cdot Q} - \frac{\gamma_Q \cdot Q}{2} \cdot \left(\frac{A_{1Q}}{\gamma_Q \cdot Q} \right)^2 = A_{1Q}^2 \cdot \left(\frac{1}{\gamma_Q \cdot Q} - \frac{1}{2 \cdot \gamma_Q \cdot Q} \right)$$

$$= \frac{\gamma_Q \cdot Q \cdot l^2}{2} \cdot \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,063) \right]^2$$
A3-3

Ebenso gilt für die Eigenlast G (Bild A3-3):

$$M_G = \frac{\gamma_G \cdot G \cdot l^2}{2} \cdot \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,125) \right]^2$$

Die Stelle von M_Q und M_G im Feld sind nicht genau gleich. Hier bekommt eine auf der Baupraxis genug gute Näherung, dass das maximale Biegemoment im Feld M_F gleich maximale Biegemoment im Feld von M_Q plus M_G ist. Dann ergibt sich der Bemessungswert des Biegemomentes im Bereich der Feldmitte wie folgend:

$$M_F = M_Q + M_G = \frac{1,5 \cdot \gamma_Q \cdot Q \cdot l^2}{2} \cdot \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,063) \right]^2 + \frac{1,35 \cdot \gamma_G \cdot G \cdot l^2}{2} \cdot \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,125) \right]^2 \quad \text{A3-4}$$

Das endgültige Bemessungsbiegemoment des Querschnitts in Feldmitte ist nach Gleichung A3-2 und A3-4 berechnet das größere ausgewählt.

A3.2 Dreifeldträger:**1. Querschnitt über der Innenstütze (Bild A3-4 und 3-5)**

$$|M_{ps}| = 70\% \cdot [0,1 \cdot (1,35G) + 0,117 \cdot (1,5Q)] \cdot l^2 \quad A3-5$$

Das entsprechend maximale Biegemoment im Endfeld:

Die Stützkraft am Knoten 1 infolge Eigenlast nach der Umlagerung (Bild 3-4):

$$A_{1G} = \frac{\gamma_G \cdot G \cdot l}{2} - k \cdot (0,1 \cdot \gamma_G \cdot G \cdot l)$$

Das maximale Biegemoment im Endfeld (M_{F-zugh}^G) infolge Eigenlast ergibt sich zu:

$$M_{F-zugh}^G = A_{1G}^2 \cdot \left(\frac{1}{\gamma_G \cdot G} - \frac{1}{2 \cdot \gamma_G \cdot G} \right) = \frac{\gamma_G \cdot G \cdot l^2}{2} \cdot \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,1) \right]^2 \quad A3-6$$

Das maximale Biegemoment im Endfeld (M_{F-zugh}^Q) infolge Nutzlast ergibt sich zu (Bild 3-5):

$$M_{F-ent}^Q = A_{1Q}^2 \cdot \left(\frac{1}{\gamma_Q \cdot Q} - \frac{1}{2 \cdot \gamma_Q \cdot Q} \right) = \frac{\gamma_Q \cdot Q \cdot l^2}{2} \cdot \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,117) \right]^2 \quad A3-7$$

Dann ergibt sich:

$$M_{F-zugh}^{Endfeld} = M_{F-zugh}^G + M_{F-zugh}^Q \quad A3-8$$

Das entsprechend maximale Biegemoment im Mittelfeld:

Das entsprechend maximale Biegemoment im Mittelfeld ist gleich wie Gleichung A3-10 mit den Beiwerten:

$$k = 70\%$$

$$k_{t1}^G = k_{t2}^G = 0,1 \text{ (Bild A3-3)}$$

$$k_{t1}^Q = 0,117, k_{t2}^Q = 0,033 \text{ (Bild A3-5)}$$

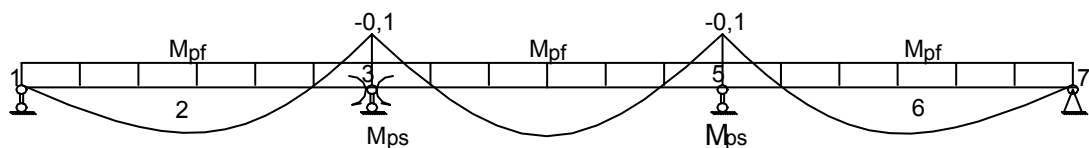


Bild A3-4 Eigenlast von Dreifeldträger

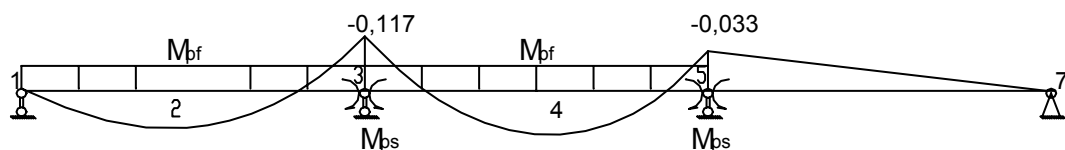


Bild A3-5 Ungünstiger Lastfall für den Querschnitt über der Innenstütze von Dreifeldträger

2. Querschnitt im Bereich der Feldmitte im Endfeld

Die Ableitung für M_F im Bereich der Feldmitte im Endfeld ist analog wie die von Zweifeldträger. Die Beiwerte sind nach Bild A3-4 und A3-6 entnehmen.

$$M_F = M_Q + M_G = \frac{1,5Ql^2}{2} \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,05) \right]^2 + \frac{1,35Gl^2}{2} \left[\frac{1}{2} - k \cdot (0,1) \right]^2 \quad A3-9$$

Mit: $k=1,1$

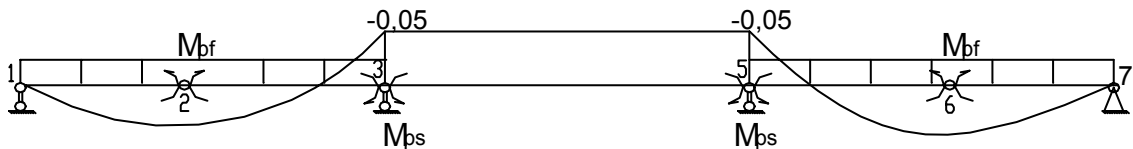


Bild A3-6 Ungünstiger Lastfall für den Querschnitt im Endfeld von Dreifeldträger

3. Querschnitt im Bereich der Feldmitte im Mittelfeld (vgl. Bild A3-7)

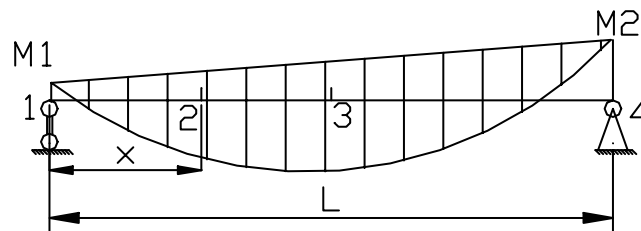


Bild A3-7 Allgemeinfeld von Durchlaufträgern

Annahme: $M_1 = k_{t1} \cdot q \cdot l^2$

$M_2 = k_{t2} \cdot q \cdot l^2$

Mit: k_{t1}, k_{t2} Beiwerte aus [Schneider (1998)] Bautabellen

Stützkraft der linken Seite:

$$A_1 = \frac{q \cdot l}{2} + k \cdot (k_{t1} - k_{t2}) \cdot q \cdot l$$

Maximales Biegemoment im Feld:

$$M_F = M_Q + M_G = \frac{1,5 \cdot Q \cdot l^2}{2} \cdot \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{t1}^Q - k_{t2}^Q) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{t1}^Q \right\} + \frac{1,35 \cdot G \cdot l^2}{2} \cdot \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{t1}^G - k_{t2}^G) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{t1}^G \right\} \quad A3-10$$

Mit: $k=1,1$

$k_{t1}^Q = 0,05$ (Bild A3-8)

$k_{t2}^Q = 0,05$ (Bild A3-8)

$$k_{t1}^G = 0,1 \text{ (Bild A3-4)}$$

$$k_{t2}^G = 0,1 \text{ (Bild A3-4)}$$

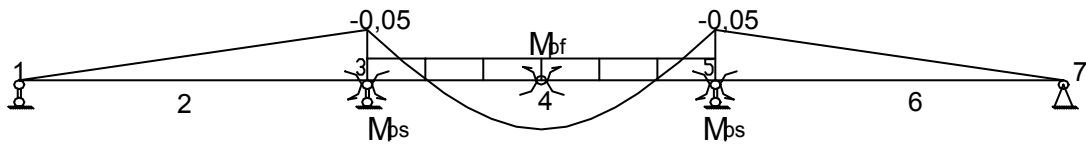


Bild A3-8 Ungünstiger Lastfall für den Querschnitt im Mittelfeld von Dreifeldträger

A3.3 Vierfeldträger:**1. Erste innen Stützquerschnitt (vgl. Bild 3-9 und 3-11)**

$$|M_{ps1}| = 70\% \cdot [0,107 \cdot (1,35G) + 0,121 \cdot (1,5Q)] \cdot l^2 \quad A3-11$$

2. Zweite innen Stützquerschnitt (vgl. Bild 3-9 und 3-13)

$$|M_{ps2}| = 70\% \cdot [0,071 \cdot (1,35G) + 0,107 \cdot (1,5Q)] \cdot l^2 \quad A3-12$$

3. Mittelfeldquerschnitt im Endfeld (vgl. Bild 3-9 und 3-10)

Die Ableitung ist gleich der des Mittelfeldsquerschnitts des Dreifeldträgers.

$$M_F = M_Q + M_G = \frac{1,5Ql^2}{2} \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{t1}^Q - k_{t2}^Q) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{t1}^Q \right\} + \frac{1,35Gl^2}{2} \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{t1}^G - k_{t2}^G) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{t1}^G \right\} \quad A3-13$$

$$\text{Mit: } k_{t1}^Q = 0,0$$

$$k_{t2}^Q = 0,054$$

$$k_{t1}^G = 0,0$$

$$k_{t2}^G = 0,107$$

4. Mittelfeldquerschnitt im Mittelfeld (vgl. Bild 3-9 und 3-12)

$$M_F = M_Q + M_G = \frac{1,5Ql^2}{2} \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{t1}^Q - k_{t2}^Q) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{t1}^Q \right\} + \frac{1,35Gl^2}{2} \left\{ \left[\frac{1}{2} + k \cdot (k_{t1}^G - k_{t2}^G) \right]^2 - 2 \cdot k \cdot k_{t1}^G \right\} \quad A3-15$$

$$\text{Mit: } k_{t1}^Q = 0,054$$

$$k_{t2}^Q = 0,036$$

$$k_{t1}^G = 0,107$$

$$k_{t2}^G = 0,107$$

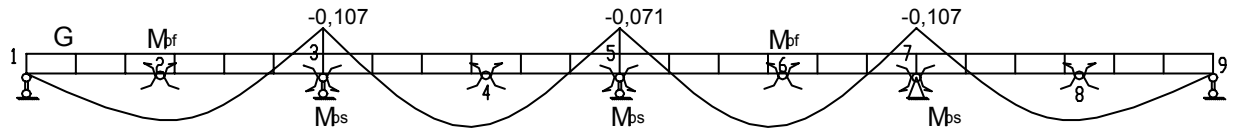


Bild A3-9 Eigenlast von Vierfeldträger

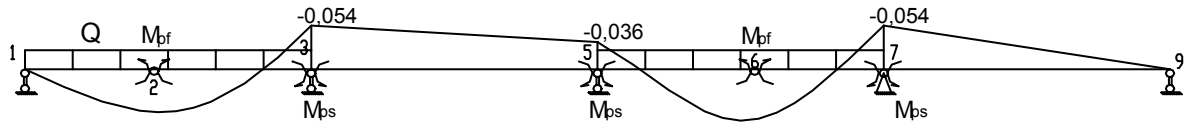


Bild A3-10 Ungünstiger Lastfall für den Querschnitt des Endfelds

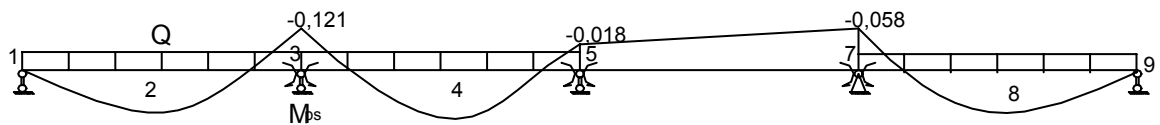


Bild A3-11 Ungünstiger Lastfall für den Querschnitt über der erste Innenstütze

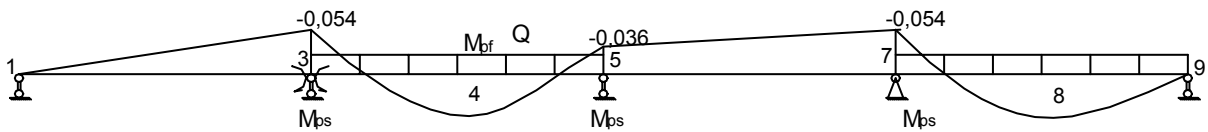


Bild A3-12 Ungünstiger Lastfall für den Querschnitt des Innenfelds

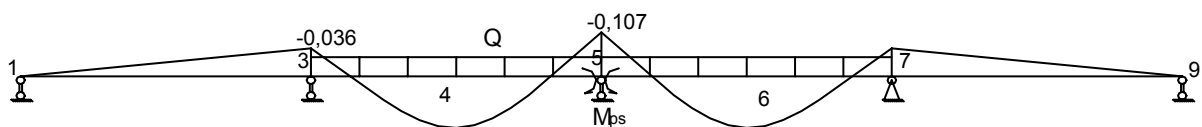


Bild A3-13 Ungünstiger Lastfall für den Querschnitt über der zweite Innenstütze

Anhang 4 Statische Analyse eines Durchlaufträgers mit Fließgelenken in Feldmitte

Die folgenden werden mit dem Kraftgrößenverfahren durchgeführt.

1. Dreifeldträger mit dem Fließgelenk im Endfeld

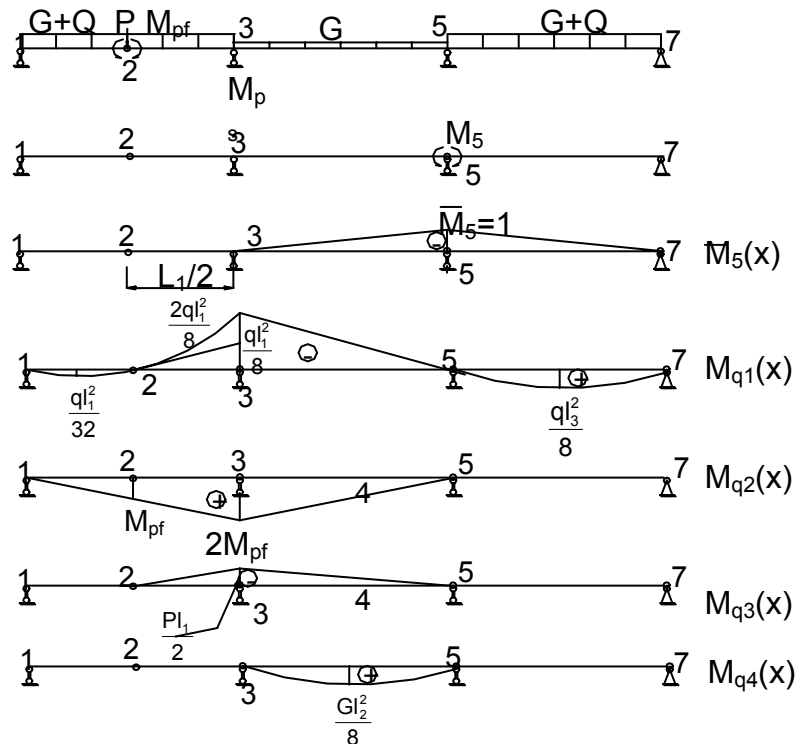


Bild A4-1 Dreifeldträger mit Gelenk in der Endfeldmitte

$$\varphi_5 = 0 \quad (\text{A4-1-1})$$

$$\varphi_5 = \int \frac{\overline{M}_5(x) \cdot M_5(x)}{EI} dx + \int \frac{\overline{M}_5(x) \cdot M_{q1/2/3}(x)}{EI} dx = 0 \quad (\text{A4-1-2})$$

$$\delta_{55} \cdot M_5 + \varphi_{5q1/2/3} = 0 \quad (\text{A4-1-3})$$

$$\delta_{55} = \frac{1}{3} \cdot (L_2 + L_3) \quad (\text{A4-1-4})$$

$$\delta_{5q1/2/3} = \left[\frac{q \cdot l_2 \cdot l_1^2}{24} - \frac{q \cdot l_3^3}{24} \right] + \left[-\frac{l_2 \cdot M_{pf}}{3} \right] + \left[\frac{P \cdot l_1 \cdot l_2}{12} \right] + \left[-\frac{G \cdot l_2^3}{24} \right] \quad (\text{A4-1-5})$$

$$M_5 = \frac{\frac{1}{8} \cdot q \cdot l_3^3 - \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_2 \cdot l_1^2 + l_2 \cdot M_{pf} - \frac{1}{4} \cdot P \cdot l_1 \cdot l_2 + \frac{1}{8} \cdot G \cdot l_2^3}{l_2 + l_3} \quad (\text{A4-1-6})$$

$$= \frac{1}{2} \cdot M_{pf} - \frac{1}{8} \cdot P \cdot l + \frac{1}{16} \cdot G \cdot l_2^2$$

$$M_3 = -\frac{2}{8} \cdot q \cdot l_1^2 + 2 \cdot M_{pf} - \frac{1}{2} \cdot P \cdot l_1 = 2 \cdot M_{pf} - \frac{1}{4} \cdot q \cdot l^2 - \frac{1}{2} \cdot P \cdot l \quad (\text{A4-1-7})$$

Hierbei ist $q=G+Q$

Wenn M_5 nach der Berechnung positiv ist, ist es tatsächlich negativ. Wenn M_3 nach der Berechnung positiv sind, sind sie tatsächlich positiv.

2. Dreifeldträger mit Gelenk in Mittelfeld

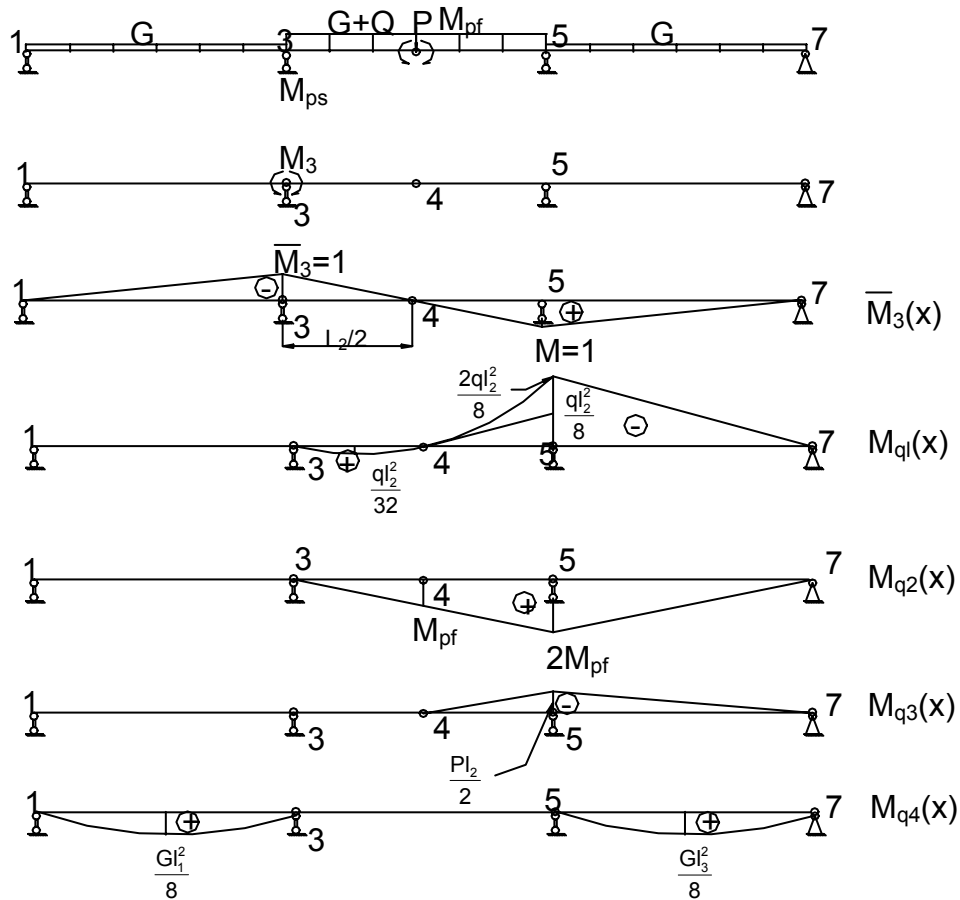


Bild A4-2 Dreifeldträger mit Gelenk in der Mittelfeldmitte

$$\varphi_3 = 0 \quad (\text{A4-2-1})$$

$$\varphi_3 = \int \frac{\overline{M}_3(x) \cdot M_3(x)}{E \cdot I} dx + \int \frac{\overline{M}_3(x) \cdot M_{q1/2/3}(x)}{E \cdot I} dx \quad (\text{A4-2-2})$$

Dann ergibt sich:

$$\delta_{33} \cdot M_3 + \varphi_{3q1/2/3} = 0 \quad (\text{A4-2-3})$$

$$\delta_{33} = \frac{1}{3} \cdot (L_1 + L_2 + L_3) \quad (\text{A4-2-4})$$

$$\begin{aligned} \delta_{3q1/2/3} = & \left[-\frac{q \cdot l_2^3}{192} - \frac{q \cdot l_2^3}{64} - \frac{q \cdot l_2^3}{48} - \frac{q \cdot l_3 \cdot l_2^2}{12} \right] \\ & + \left[-\frac{l_2 \cdot M_{pf}}{12} + \frac{l_2 \cdot M_{pf}}{6} + \frac{l_2 \cdot M_{pf}}{4} + \frac{2 \cdot l_3 \cdot M_{pf}}{3} \right] + \left[-\frac{P \cdot l_2^2}{12} - \frac{P \cdot l_2 \cdot l_3}{6} \right] \\ \varphi_{3q1/2/3} = & -\frac{q \cdot l_2^3}{24} - \frac{q \cdot l_3 \cdot l_2^2}{12} + \frac{l_2 \cdot M_{pf}}{3} + \frac{2 \cdot l_3 \cdot M_{pf}}{3} - \frac{P \cdot l_2^2}{12} - \frac{P \cdot l_2 \cdot l_3}{6} \end{aligned} \quad (\text{A4-2-5})$$

Setzt man die Gleichungen A4-2-4 und A4-2-5 in A4-2-3 ein und ergibt sich M_3 :

$$M_3 = \frac{\frac{1}{8} \cdot q \cdot l_2^3 - l_2 \cdot M_{pf} + \frac{1}{4} \cdot q \cdot l_3 \cdot l_2^2 - 2 \cdot l_3 \cdot M_{pf} + \frac{1}{4} \cdot P \cdot l_2^2 + \frac{1}{2} \cdot P \cdot l_2 \cdot l_3}{l_1 + l_2 + l_3} \quad (A4-2-6)$$

$$= \left[\frac{q \cdot l^2}{8} + \frac{p \cdot l}{4} - M_{pf} \right]$$

$$M_5 = M_3 - 2 \frac{q \cdot l_2^2}{8} + 2M_{pf} - \frac{Pl_2}{2} = -\frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{p \cdot l}{4} + M_{pf} \quad (A4-2-7)$$

Wenn M_3 nach der Berechnung positiv sind, sind sie tatsächlich negativ. Wenn M_5 nach der Berechnung positiv ist, ist es tatsächlich positiv.

3. Vierfeldträger mit Gelenk in Endfeld

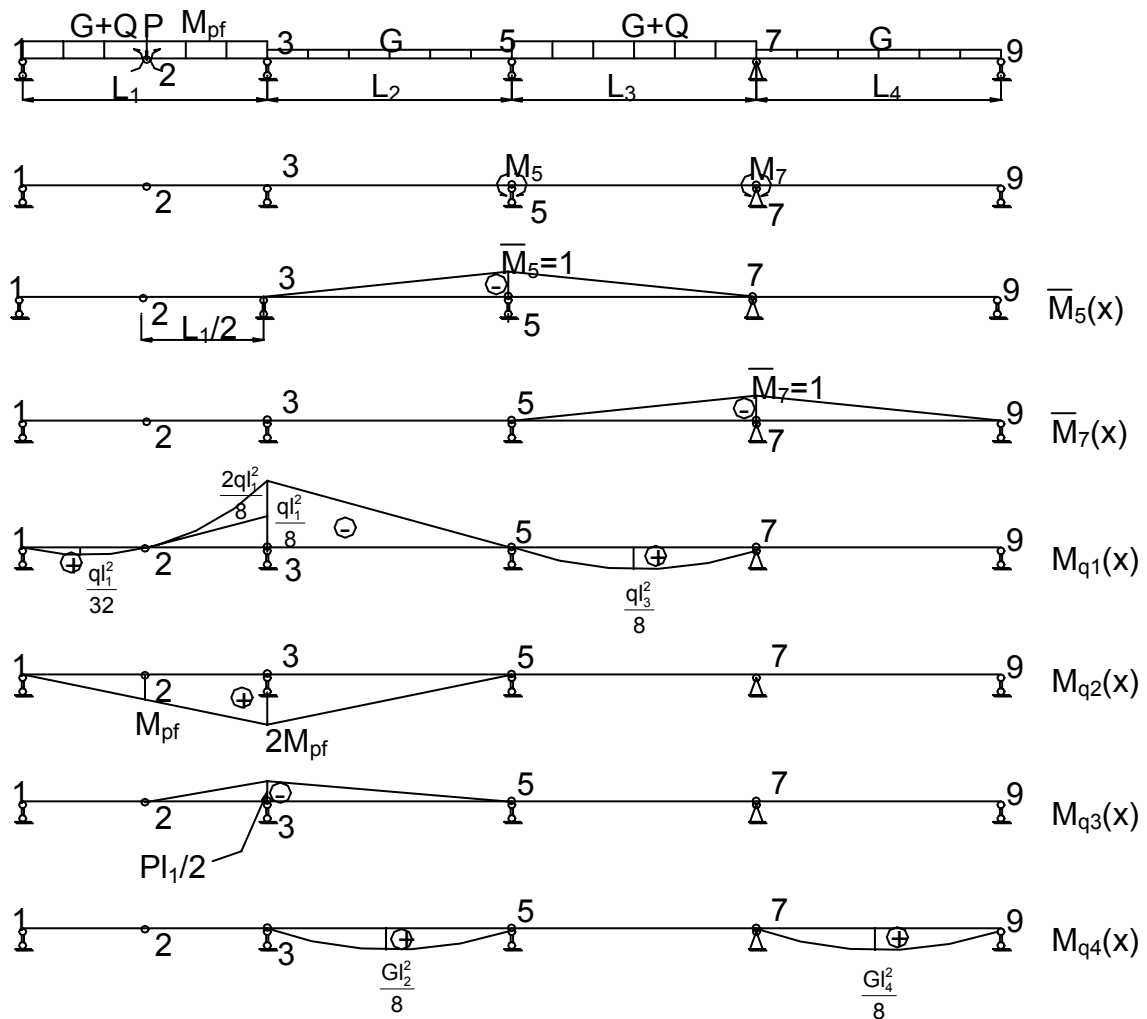


Bild A4-3 Vierfeldträger mit Gelenk in der Endfeldmitte

$$\varphi_5 = 0 \quad (\text{A4-3-1})$$

$$\varphi_7 = 0 \quad (\text{A4-3-2})$$

$$\varphi_5 = \int \frac{\bar{M}_5(x) \cdot M_5(x)}{E \cdot I} dx + \int \frac{\bar{M}_5(x) \cdot M_7(x)}{E \cdot I} dx + \int \frac{\bar{M}_5(x) \cdot M_{q1/2/3/4}(x)}{E \cdot I} dx \quad (\text{A4-3-3})$$

$$\varphi_7 = \int \frac{\bar{M}_7(x) \cdot M_5(x)}{E \cdot I} dx + \int \frac{\bar{M}_7(x) \cdot M_7(x)}{E \cdot I} dx + \int \frac{\bar{M}_7(x) \cdot M_{q1/2/3/4}(x)}{E \cdot I} dx \quad (\text{A4-3-4})$$

Dann ergibt sich:

$$\delta_{55} \cdot M_5 + \delta_{57} \cdot M_7 + \varphi_{5q1/2/3/4} = 0 \quad (\text{A4-3-5})$$

$$\delta_{75} \cdot M_5 + \delta_{77} \cdot M_7 + \varphi_{7q1/2/3/4} = 0 \quad (\text{A4-3-6})$$

$$\delta_{55} = \frac{1}{3} \cdot (L_2 + L_3) \quad (\text{A4-3-7})$$

$$\delta_{77} = \frac{1}{3} \cdot (L_3 + L_4) \quad (\text{A4-3-8})$$

$$\delta_{57} = \delta_{75} = \frac{1}{6} \cdot L_3 \quad (\text{A4-3-9})$$

$$\delta_{5q1/2/3} = \left[\frac{q \cdot l_2 \cdot l_1^2}{24} - \frac{q \cdot l_3^3}{24} \right] + \left[-\frac{l_2 \cdot M_{pf}}{3} \right] + \left[\frac{P \cdot l_1 \cdot l_2}{12} \right] + \left[-\frac{G \cdot l_2^3}{24} \right] \quad (\text{A4-3-10})$$

$$\delta_{7q1/2/3} = \left[-\frac{q \cdot l_3^3}{24} \right] + \left[-\frac{G \cdot l_4^3}{24} \right] \quad (\text{A4-3-11})$$

Setzt man A4-3-7~A4-3-11 in A4-3-5 und A4-3-6 ergibt sich M_7 :

$$M_7 = \frac{(l_2 + l_3) \cdot \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_3^3 + \frac{1}{4} \cdot q \cdot l_2 \cdot l_3 \cdot l_1^2 - \frac{1}{4} \cdot l_3^3 - 2 \cdot l_2 \cdot l_3 \cdot M_{pf}}{4 \cdot (l_2 + l_3) \cdot (l_3 + l_4) - l_3^2} + \frac{\frac{1}{2} \cdot P \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot l_3 + (l_2 + l_3) \cdot \frac{1}{4} \cdot G \cdot l_4^3 - \frac{1}{4} \cdot G \cdot l_3 \cdot l_2^3}{4 \cdot (l_2 + l_3) \cdot (l_3 + l_4) - l_3^2}$$

Annahme: $l_1=l_2=l_3=l_4=l$. M_7 vereinfacht sich dann zu:

$$M_7 = \frac{8}{15} \cdot \left[\frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{1}{4} \cdot M_{pf} + \frac{1}{16} \cdot P \cdot l + \frac{G \cdot l^2}{32} \right] \quad (\text{A4-3-12})$$

$$M_5 = -4 \cdot M_7 + 2 \cdot \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2}{15} \cdot \left[4 \cdot M_{pf} - \frac{q \cdot l^2}{8} - P \cdot l + \frac{11 \cdot G \cdot l^2}{8} \right] \quad (\text{A4-3-13})$$

$$M_3 = -\left[2 \cdot \frac{q \cdot l^2}{8} - 2 \cdot M_{pf} + \frac{P \cdot l}{2} \right] \quad (\text{A4-3-14})$$

Wenn M_5 und M_7 nach der Berechnung positiv sind, sind sie tatsächlich negativ.
Wenn M_3 nach der Berechnung positiv ist, ist es tatsächlich positiv.

4. Vierfeldträger mit Gelenk im Mittelfeld

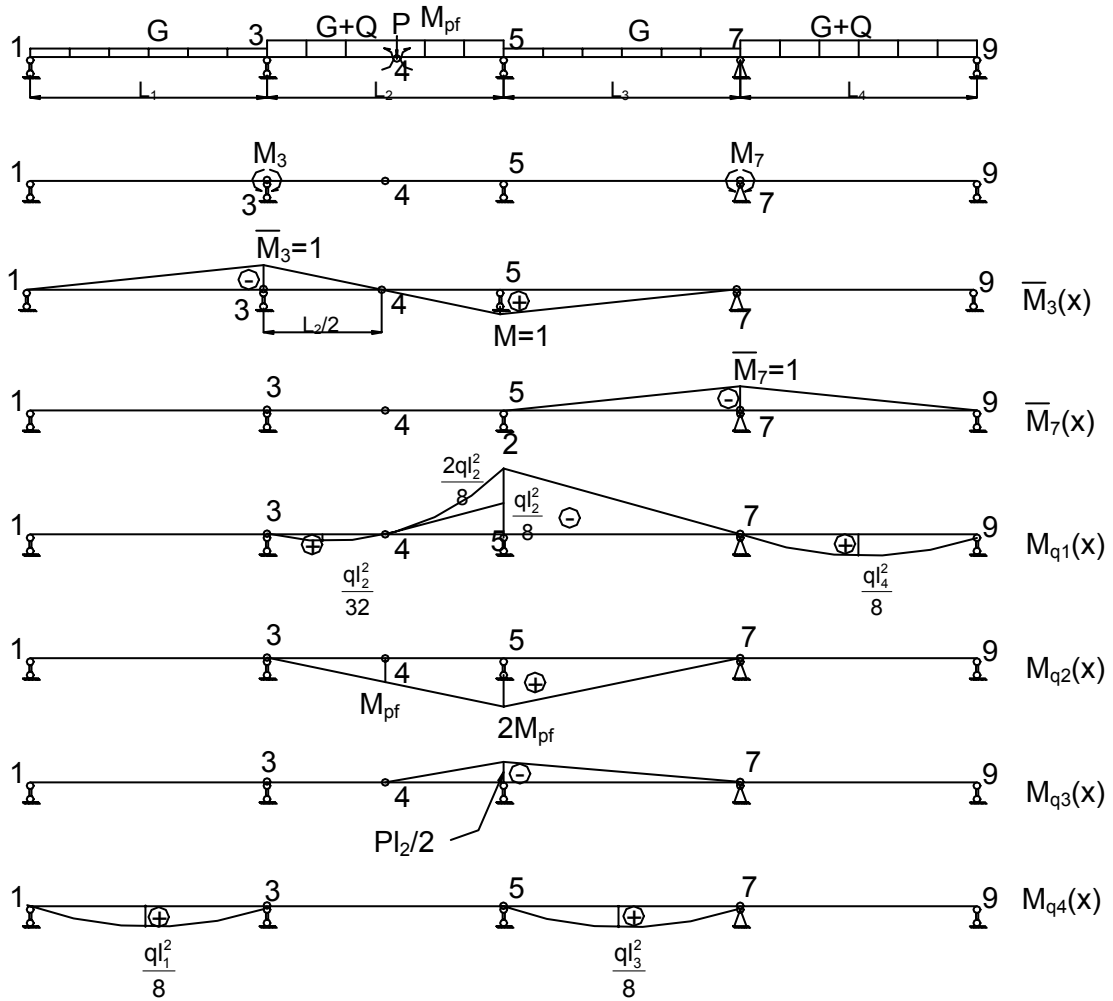


Bild A4-4 Vierfeldträger mit Gelenk in der Mittelfeldmitte

$$\varphi_3 = 0 \quad (\text{A4-4-1})$$

$$\varphi_7 = 0 \quad (\text{A4-4-2})$$

$$\varphi_3 = \int \frac{\bar{M}_3(x) \cdot M_3(x)}{E \cdot I} dx + \int \frac{\bar{M}_3(x) \cdot M_7(x)}{E \cdot I} dx + \int \frac{\bar{M}_3(x) \cdot M_{q1/2/3/4}(x)}{E \cdot I} dx \quad (\text{A4-4-3})$$

$$\varphi_7 = \int \frac{\bar{M}_7(x) \cdot M_3(x)}{E \cdot I} dx + \int \frac{\bar{M}_7(x) \cdot M_7(x)}{E \cdot I} dx + \int \frac{\bar{M}_7(x) \cdot M_{q1/2/3/4}(x)}{E \cdot I} dx \quad (\text{A4-4-4})$$

Dann ergibt sich:

$$\delta_{33} \cdot M_3 + \delta_{37} \cdot M_7 + \varphi_{3q1/2/3/4} = 0 \quad (\text{A4-4-5})$$

$$\delta_{73} \cdot M_3 + \delta_{77} \cdot M_7 + \varphi_{7q1/2/3/4} = 0 \quad (\text{A4-4-6})$$

$$\delta_{33} = \frac{1}{3} \cdot (L_1 + L_2 + L_3) \quad (\text{A4-4-7})$$

$$\delta_{77} = \frac{1}{3} \cdot (L_3 + L_4) \quad (\text{A4-4-8})$$

$$\delta_{37} = \delta_{73} = -\frac{1}{6} \cdot L_3 \quad (\text{A4-4-9})$$

$$\begin{aligned} \delta_{3q1/2/3/4} &= \left[-\frac{q \cdot l_2^3}{192} - \frac{q \cdot l_2^3}{64} - \frac{q \cdot l_2^3}{48} - \frac{q \cdot l_3 \cdot l_2^2}{12} \right] \\ &\quad + \left[-\frac{l_2 \cdot M_{pf}}{12} + \frac{l_2 \cdot M_{pf}}{6} + \frac{l_2 \cdot M_{pf}}{4} + \frac{2 \cdot l_3 \cdot M_{pf}}{3} \right] + \left[-\frac{P \cdot l_2^2}{12} - \frac{P \cdot l_2 \cdot l_3}{6} \right] + [0] \\ \delta_{3q1/2/3/4} &= -\frac{q \cdot l_2^3}{24} - \frac{q \cdot l_3 \cdot l_2^2}{12} + \frac{l_2 \cdot M_{pf}}{3} + \frac{2 \cdot l_3 \cdot M_{pf}}{3} - \frac{P l_2^2}{12} - \frac{P \cdot l_2 \cdot l_3}{6} \end{aligned} \quad (\text{A4-4-10})$$

$$\delta_{7q1/2/3/4} = \frac{q \cdot l_3 \cdot l_2^2}{24} - \frac{q \cdot l_4^3}{24} - \frac{l_3 \cdot M_{pf}}{3} + \frac{P \cdot l_2 \cdot l_3}{12} - \frac{G \cdot l_3^3}{24} \quad (\text{A4-4-11})$$

Setzt man A4-4-7~ A4-4-11 in A4-4-5 und A4-4-6 ergibt sich M_7 :

$$\begin{aligned} M_7 &= \frac{(l_1 + l_2 + l_3) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot l_4^3 + 4 \cdot l_3 \cdot M_{pf} - \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_3 \cdot l_2^2 + \frac{1}{2} \cdot G \cdot l_3^3 \right)}{4 \cdot (l_3 + l_4) \cdot (l_1 + l_2 + l_3) - l_3^2} \\ &\quad + \frac{q \cdot l_3 \cdot l_2^2 \cdot \left(\frac{l_2}{4} + \frac{l_3}{2} \right) - l_3 \cdot M_{pf} \cdot (2 \cdot l_2 + 4 \cdot l_3) - P \cdot l_2 \cdot l_3 \cdot \left(l_1 + \frac{1}{2} \cdot l_2 \right)}{4 \cdot (l_3 + l_4) \cdot (l_1 + l_2 + l_3) - l_3^2} \end{aligned}$$

Annahme: $l_1=l_2=l_3=l_4=l$. M_7 vereinfacht sich dann zu:

$$M_7 = \frac{6}{23} \cdot \left[M_{pf} + \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{1}{4} \cdot P \cdot l + \frac{G \cdot l^2}{4} \right] \quad (\text{A4-4-12})$$

$$\begin{aligned} M_3 &= 4 \cdot M_7 - 2 \cdot M_{pf} + \frac{P \cdot l}{2} - \frac{G \cdot l^2}{4} \\ &= \frac{1}{23} \cdot \left[24 \cdot \frac{q \cdot l^2}{8} - 22 \cdot M_{pf} + 5,5 \cdot P \cdot l + \frac{G \cdot l^2}{4} \right] \end{aligned} \quad (\text{A4-4-13})$$

$$\begin{aligned} M_5 &= M_3 - \frac{q \cdot l^2}{4} + 2M_{pf} - \frac{P l}{2} \\ &= -\frac{1}{23} \cdot \left[22 \cdot \frac{q \cdot l^2}{8} - 24 \cdot M_{pf} + 6 \cdot P \cdot l - \frac{G \cdot l^2}{4} \right] \end{aligned} \quad (\text{A4-4-14})$$

Wenn M_3 und M_7 nach der Berechnung positiv sind, sind sie tatsächlich negativ. Wenn M_5 nach der Berechnung positiv ist, ist es tatsächlich positiv. Deswegen gilt:

$$|M_5| = \frac{1}{23} \cdot \left[22 \cdot \frac{q \cdot l^2}{8} - 24 \cdot M_{pf} + 6 \cdot P \cdot l - \frac{G \cdot l^2}{4} \right]$$

Anhang 5 Abminderungsbeiwert Gumbelverteilung - Normalverteilung

Bekannt sei: Die Verkehrslast $Q^*=Q_{95\%}$ (Gumbelverteilung) und $F(Q^*)=95\%$

Schritt 1: Mit Q^* und $F(Q^*)$ werden die Beiwerte u und α der Gumbelverteilung berechnet.

$$u = \frac{\left(\frac{\pi}{\sqrt{6}} - \gamma\right) \cdot Q^*}{\left(\frac{\pi}{\sqrt{6}} - \gamma\right) - \ln(-\ln(F(Q^*)))}$$

$$\alpha = \frac{1}{u} \left(\frac{\pi}{\sqrt{6}} - 0,5772 \right)$$

Schritt 2: Von der Gumbelverteilung zur Normalverteilung

Verteilungsfunktion der Gumbelverteilung: $F_Q(Q^*) = \exp\{-\exp[-\alpha(Q^*-u)]\} = 95\%$

Dichtfunktion der Gumbelverteilung: $f_Q(Q^*) = \alpha \cdot \exp[-\alpha(Q^*-u)] \cdot F(Q^*)$

Standardabweichung der äquivalenten Normalverteilung: $\sigma_{Q'} = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_Q(Q^*)]\}}{f_Q(Q^*)}$

$$\text{Davon ist: } \phi\{\Phi^{-1}[F_Q(Q^*)]\} = \phi\{1,645\} = \frac{0,1040 + 0,1023}{2} = 0,10315$$

Mittelwert der äquivalenten Normalverteilung:

$$\mu_{Q'} = Q^* - \Phi^{-1}[F_Q(Q^*)] \cdot \sigma_{Q'} = Q^* - 1,645 \cdot \sigma_{Q'}$$

Hierbei sind:

ϕ, Φ Dichtfunktion und Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

$\mu_{Q'}, \sigma_{Q'}$ äquivalenter Mittelwert und Standardabweichung von Q^*

f, F Dichtfunktion und Verteilungsfunktion der Gumbelverteilung

Schritt 3: Berechnung der Verminderung (Verhältnis $\mu_{Q'}/Q_{95\%}$) der Umrechnung

Tabelle A5-1: **Schritt 1:** Von Q^* und $F(Q^*)$ sind Beiwerte u und α berechnet.

$Q_k=Q_{95\%}=10,0 \text{ kN/m}$		$F(Q_k)=95\%$		$\delta_{Qk}=40\%$		$\gamma_{\text{(Gumbel)}}=0,5772$	
	$\ln(F)$	$\ln(-\ln(F))$	u	α	μ_Q	δ_Q	
2,629	-0,051	-2,970	4,695	0,560	5,726	40,00%	

Tabelle A5-2: **Schritt 2:** Von der Gumbelverteilung zur Normalverteilung

$Q(x)=S_Q^*=$	10,000	$\mu_Q=$	5,726	$\sigma_Q=$	2,290
$\exp()$	0,0513	$\Phi^{-1}(F(x))=$	1,6449	$\sigma_Q=$	3,7800
$F(X)=$	95,00%	$\varphi(\Phi^{-1}(F(x)))=$	0,1031	$\mu_Q=$	3,7825
$f(X)=$	2,728%	$\delta =$	99,9%	$\mu_Q/Q_{95\%}=$	0,378

Tabelle A5-3: **Schritt 3:** Das Verhältnis $m_Q=\mu_Q/Q_{95\%}$ von Tabelle A5-2

$Q_{95\%}$	δ_Q	$F(Q_k)$	$\mu_Q/Q_{95\%}$
10,000 kN/m	40,0%	95,0%	0,378
10,000 kN/m	50,0%	95,0%	0,298
10,000 kN/m	60,0%	95,0%	0,232
50,000 kN/m	40,0%	95,0%	0,378
50,000 kN/m	50,0%	95,0%	0,298
50,000 kN/m	60,0%	95,0%	0,232
100,000 kN/m	50,0%	95,0%	0,298
100,000 kN/m	50,0%	97,0%	0,209
100,000 kN/m	50,0%	99,0%	0,054

Hier wird deutlich, dass das Verhältnis $m_Q=\mu_Q/Q_{95\%}$ nicht vom Wert $Q_{95\%}$ sondern von δ_Q und $F(Q_k)$ anhängig ist. Im Rahmen dieser Arbeit wurden $\delta_Q=50\%$ und $F(Q_k)=95\%$ ausgewählt. Das Verhältnis $m_Q=\mu_Q/Q_{95\%}$ beträgt dabei $0,298=0,3$.

Anhang 6 Konkrete Berechnung für Bestimmung der Stelle des Fließgelenkes

Die Grenzzustandsgleichung für das Versagensmodell 1 mit Gelenken am Knoten 1, 4 und 3 (Feldmitte) lautet:

$$Z_1 = M - \frac{l^2}{8} \cdot (G + Q) + \frac{1}{2} \cdot M_1 + \frac{1}{2} \cdot M_2 \quad \text{A6-1}$$

Die Grenzzustandsgleichung für das Versagensmodell 2 mit Gelenken am Knoten 1, 4 und 2 lautet:

$$Z_2 = M - \left(\frac{L \cdot x}{2} - \frac{x^2}{2} \right) \cdot (G + Q) + \left(1 - \frac{x}{L} \right) \cdot M_1 + \frac{x}{L} \cdot M_2 \quad (0 < x < L) \quad \text{A6-2}$$

Hierbei sind (vgl. Bild A6-1 und A6-2):

M Mittelwert der Biegetragfähigkeit vom Querschnitt im Feld

M_i Mittelwert der Biegetragfähigkeit vom Stützquerschnitt i

G Mittelwert der Eigenlast, Normalverteilung, $\delta_G=5\%$

Q Mittelwert der Nutzlast, Gumbelverteilung, $\delta_Q=50\%$

Die Standardabweichungen der beiden Grenzzustandsgleichungen ergeben sich zu:

$$\sigma_{Z_1} = \sqrt{\sigma_M^2 + \left(-\frac{l^2}{8}\right)^2 \cdot \sigma_G^2 + \left(-\frac{l^2}{8}\right)^2 \cdot \sigma_Q^2 + \frac{1}{4} \cdot \sigma_{M_1}^2 + \frac{1}{4} \cdot \sigma_{M_2}^2} \quad \text{A6-3}$$

$$\sigma_{Z_2} = \sqrt{\sigma_M^2 + \left(\frac{L \cdot x}{2} - \frac{x^2}{2}\right)^2 \cdot \sigma_G^2 + \left(\frac{L \cdot x}{2} - \frac{x^2}{2}\right)^2 \cdot \sigma_Q^2 + \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \cdot \sigma_{M_1}^2 + \left(\frac{x}{L}\right)^2 \cdot \sigma_{M_2}^2} \quad \text{A6-4}$$

Der Sicherheitsindex ist $\beta_Z = \mu_Z / \sigma_Z$. Für $x = L / 2$ gilt $\beta_{Z2} = \beta_{Z1}$. Das Verhältnis der Sicherheitsindizes β_{Z2} / β_{Z1} und der dazugehörigen Versagenswahrscheinlichkeiten P_{fZ1} / P_{fZ2} wird in Tabelle A6-1 dargestellt.

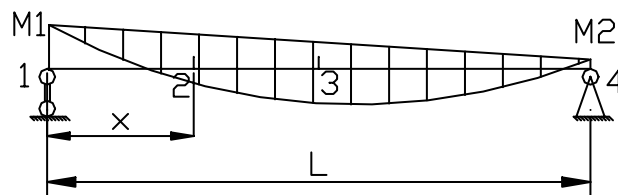


Bild A6-1 Lage der Fließgelenke

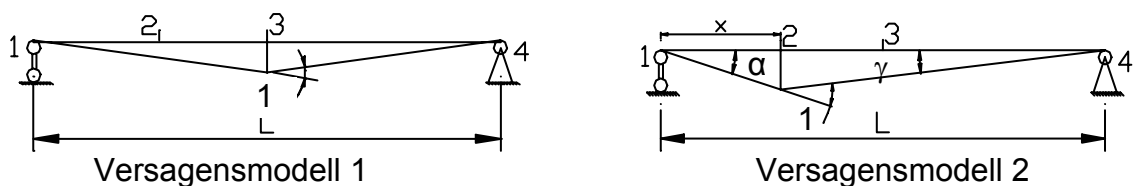


Bild A6-2 Versagensmodelle (kritische Fließgelenkketten)

Anhang 6: Konkrete Berechnung für Bestimmung der Stelle des Fließgelenkes- A23 -

Die Mittelwerte (μ_M , μ_{M1} , μ_{M2}) der Belastungen ergeben sich für das herausgeschnittene Einzelfeld gemäß statischer Berechnung zu:

$$\mu_{M1} = k_1 \cdot \frac{ql^2}{12} \quad \text{A6-5}$$

$$\mu_{M2} = k_2 \cdot \frac{ql^2}{12} \quad \text{A6-6}$$

$$\mu_M = \frac{ql^2}{8} - \frac{(M_1 + M_2)}{2} \quad \text{A6-7}$$

mit:

q Gesamtlast ($q = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$)

k_1, k_2 Verhältnisse zwischen Biegemomenten M_1, M_2 und $\frac{ql^2}{12}$

Die Variationskoeffizienten δ_M von M und δ_{M1}, δ_{M2} von M_i sind zu 5% angenommen.

In Tabelle 3-6 sind die zur Berechnung der Sicherheitsindizes notwendigen Parameter für eine beispielshaft Analyse ($l = 40 \text{ m}$, $\mu_G = 10 \text{ kN/m}$) zusammenfassend dargestellt. Die Sicherheitsindizes β_{Z1} und β_{Z2} können gemäß FOSM mit den Gleichungen A6-1 und A6-2 berechnet werden

Tabelle A6-1: Berechnung der Sicherheitsindizes β_{z2} / β_{z1} und der dazugehörigen Versagenswahrscheinlichkeiten P_{fz1} / P_{fz2}

x/L	$\delta_Q=60\%$		$\delta_Q=90\%$		$\delta_Q=120\%$		$\delta_Q=150\%$		$\delta_Q=60\%$		$\delta_Q=90\%$		$\delta_Q=120\%$		$\delta_Q=150\%$	
	$\beta_{z1}=\beta_{z2}(x/L=0,5)$								$P_{fz2} = P_{fz1}(x/L=0,5)$							
	3,5474		2,4836		1,8972		1,5310		1,945E-04		6,503E-03		2,890E-02		6,288E-02	
	β_{z2}								P_f							
	β_{z2}	β_{z2}/β_{z1}	β_{z2}	β_{z2}/β_{z1}	β_{z2}	β_{z2}/β_{z1}	β_{z2}	β_{z2}/β_{z1}	P_{fz2}	P_{fz2}/ P_{fz1}	P_{fz2}	P_{fz2}/ P_{fz1}	P_{fz2}	P_{fz2}/ P_{fz1}	P_{fz2}	P_{fz2}/ P_{fz1}
0,00	20,00	5,64	20,00	8,05	20,00	10,54	20,00	13,06	0,00E+0	0,000E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,000E+0
0,10	8,58	2,42	6,45	2,60	5,08	2,68	4,17	2,72	0,00E+0	0,000E+0	5,70E-11	8,763E-9	1,87E-7	6,456E-6	1,536E-5	2,444E-4
0,20	4,35	1,23	3,08	1,24	2,36	1,25	1,91	1,25	6,92E-6	3,5566E-2	1,04E-3	1,595E-1	9,05E-3	3,13E-1	2,793E-2	4,442E-1
0,30	3,10	0,87	2,16	0,87	1,65	0,87	1,33	0,87	9,83E-4	5,051E+0	1,52E-2	2,34E+0	4,92E-2	1,70E+0	9,116E-2	1,450E+0
0,40	2,96	0,84	2,07	0,83	1,58	0,83	1,27	0,83	1,52E-3	7,789E+0	1,93E-2	2,97E+0	5,73E-2	1,98E+0	1,015E-1	1,615E+0
0,50	3,55	1,0	2,48	1,0	1,90	1,0	1,53	1,0	1,95E-4	1,0	6,50E-3	1,0	2,89E-2	1,0	6,288E-2	1,0
0,60	4,86	1,37	3,44	1,38	2,63	1,39	2,13	1,39	5,84E-7	3,0020E-3	2,96E-4	4,554E-2	4,22E-3	1,460E-1	1,660E-2	2,640E-1
0,70	7,23	2,04	5,21	2,10	4,03	2,12	3,27	2,14	2,47E-13	1,2680E-9	9,32E-8	1,434E-5	2,77E-5	9,595E-4	5,312E-4	8,448E-3
0,80	11,44	3,22	8,65	3,48	6,84	3,60	5,62	3,67	0,00E+0	0,000E+0	0,00E+0	0,00E+0	4,03E-12	1,394E-10	9,727E-9	1,547E-7
0,90	18,81	5,30	16,05	6,46	13,65	7,20	11,73	7,66	0,00E+0	0,000E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0
1,00	26,83	7,56	26,83	10,80	26,83	14,14	26,83	17,53	0,00E+0	0,000E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0	0,00E+0

Literaturverzeichnis

Ansourian, P. (1984): Beitrag zur plastischen Bemessung von Verbundträgern. Bauingenieur 59, Springer-Verlag 1984

Basler, E. (1960): Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken. Promotionsarbeit, ETH Zürich, 1960

Beeby, A.W.(1994):, ' γ -factors: A second look', The Structural Engineer, Volume 72, No. 2, 1994.

Benjamin, J.R., Cornell, C.A.(1969): 'Probability, statistics and decision for civil engineers', Mc. Graw Hill Book Company, United States of America, 1969.

Birkemeyer, J.; Sassmann, M. (1997): Iterative Berechnung von Verbundquerschnitten für Brücken, Vergleich mit herkömmlichen Verfahren. Institut für Statik Uni- Hannover; Studienarbeit, 1997

Bjerager (1990): On computation methods for structure reliability analysis, Struct. Saf. 9: 79-96

Bode, H. (1998): Euro-Verbundbau, 2. Auflage Werner Verlag, Düsseldorf 998

Bode, H. (2000): Dialogtagung Verbundbau—Einführung in die Stahlverbundbauweise – Bauteile, Bauweisen, Konstruktion und Bemessung, Kaiserslautern, Sep. 2000

Bourgund, U., Bucher, C.G.(1986): "Importance Sampling Procedures Using Design Points (ISPUD) - A User's Manual", Report No. 8 - 86, Innsbruck, 1986.

Brozzetti, J. (Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris France): From Deterministic to Probabilistic Way of Thinking in Structural Engineering, 2002

(Von: <http://www.asranet.com/Resources/Introduction.doc>)

Brühwiler, E.(2000): Erforderliches Sicherheitsniveau bei der Überprüfung bestehende Brücken. Darmstädter Statik- Seminar 2000- Sicherheit und Risiko im Bauwesen.

Castillo, E.; Sarabia, J.M.; Solares, C.; Gómea, P. (1999): Uncertainty analyses in fault trees and Bayesian networks using FORM/SORM methods. Reliability Engineering and System Safety 65 (1999) 29-40

CEB (1964): Recommendation for an international code of practice for reinforced concrete. Comité Européen du Béton, 1964.

Chinesische Norm (1985): GBJ 68-84 für Bauwerk (Entwurf) . 1985*

Cornell, C. A.(1969): "A Probability-Based Structural Code", Journal of the American Concrete Institute, Vol.66, No.12, 1969, pp.974-985.

Corus (2001): Methods, Applications and Software for Structural-reliability. Corus UK Limited, Swinden Technology Centre, August. 2001

Das, P.K.; Chryssanthopoulos (2000): „Joint-Industry Project on a Benchmark Study of Various Structural Reliability Analysis Software“, October 2000

DIN1045-1(2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil1: Bemessung und Konstruktion. NABau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2001

DIN 1055-100 (2001): Einwirkungen auf Tragwerke Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. NABau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. März 2001

DIN 1055 Teil 5(1975): Lastannahmen für Bauten, Schneelast und Eislast, 1975.

DIN 18202(1997): Toleranz im Bauwesen, Techn. Baubest. 6. Aufl. 256. Lieferung 1997.

DIN EN10034 (1994): I- und H-Profile aus Baustahl. Normenausschuß Eisen und Stahl (FES) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. März 1994

DIN 18800 Teil 5(1998): Stahlbauten Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. April 1998

DIN EN ISO 13920 (1996): Allgemeintoleranzen für Schweißkonstruktionen, Normenausschuß Schweißtechnik (NAS) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. 1996

Dong, Chong (2001): Moderne Struktur Systemsicherheitstheorie und Benutzung . Wissenschaft Verlage 03.2001.*

EC1 T1 (1995): Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke. Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Dez.1995

EC2 T1-1 (1992): Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau Deutschfassung ENV 1992-1-1:1991, Sonderdruck aus dem Beton-Kalender 1998/99.

EC3 T1-1 (1992) Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung ENV 1993-1-1:1992

EC4 T1-1 (1994): Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung: ENV 1994 Teil 1-1

EC4 T2 (1997): Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton Teil 2": Verbundbrücken, Europäisches Komitee für Normung, 1997

EN 10025: 1990+A1: 1993

Eibl, J. (1992): Nichtlineare Traglastermittlung/Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), H.6

Eibl, J. (2000): Ein Sicherheitsformat für die nichtlineare Traglastbemessung (ULS) nach DIN 1045 neu. Darmstädter Statik-Seminar 2000 – Sicherheit und Risiko im Bauwesen.

Eibl, J.; Abdou, N.; Korn, C. & Postweiler, W. (1999): Entwicklung eines neuen Sicherheitskonzepts für nichtlineare Bemessungsverfahren. Bericht zum Forschungsvorhaben. Karlsruhe: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1999

Eibl, J. & Schmidt-Hurtienne, B. (1995): Grundlagen für ein neues Sicherheitskonzept. Bautechnik 72 (1995), Heft 8

Eibl, J. & Schmidt-Hurtienne, B. (1997): Nichtlineare Traglastermittlung von Stahlbetonstrukturen nach Eurocode 2 – Stochastische Finite Elemente. Münchner Massivbau Seminar 1997

Faber, M.H. 2001: Risiko und Sicherheit im Bauwesen, Vorlesung 1, Prof. M.H. Faber, ETH Zürich, Oktober 2001

Fischer, Lutz(1998a): **Kombination von Einwirkungen- Eine Betrachtung zu den Formulierungen in den Eurocodes und ein Vorschlag für eine vereinfachte Kombinationsregel. Bautechnik.- 75(1998), H2**

Fischer, Lutz(1998b): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 1: Normung im konstruktiven Ingenieurbau. Bautechnik.- 75(1998), H11

Fischer, Lutz(1998c): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 2: Statistik und Wahrscheinlichkeitstheorie T2.1: Grundlagen der Statistik und Wahrscheinlichkeitstheorie. Bautechnik.- 75(1998), H12

Fischer, Lutz(1999a): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 2: Statistik und Wahrscheinlichkeitstheorie T2.2: Beschreibung zufälliger Erscheinungen durch Zufallsvariable im eindimensionalen Fall. Bautechnik.- 76(1999), H1

Fischer, Lutz(1999b): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 3: Statistische Auswertung von Stichproben im eindimensionalen Fall. Bautechnik.- 76(1999), H2

Fischer, Lutz(1999c): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 3: Statistische Auswertung von Stichproben im eindimensionalen Fall (1. Forts.). Bautechnik.- 76(1999), H3

Fischer, Lutz(1999d): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 3: Statistische Auswertung von Stichproben im eindimensionalen Fall (2. Forts.). Bautechnik.- 76(1999), H4

Fischer, Lutz(1999e): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 4: Beschreibung zufälliger Erscheinungen durch Zufallsvariable im mehrdimensionalen Fall. Bautechnik.- 76(1999), H5

Fischer, Lutz(1999f): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 5: Korrelationsanalyse. Bautechnik.- 76(1999), H6

Fischer, Lutz(1999g): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 5: Regressionsanalyse. Bautechnik.- 76(1999), H7

Fischer, Lutz(1999h): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 9: Einführung in die Zuverlässigkeitstheorie tragender Baukonstruktionen. Bautechnik.- 76(1999), H10

Fischer, Lutz(1999i): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 10: Methode der Grenzzustände (Methode der Teilsicherheitsbeiwerte). Bautechnik.- 76(1999), H11

Fischer, Lutz(2000): Sicherheitskonzept für neue Normen- ENV und DIN-neu-Grundlagen und Hintergrundinformation- Teil 11: Beschreibungen zeitabhängiger Erscheinungen mittels Zufallsfunktionen- EXTREMWERTE UND Niveauüberschreitungen. Teil 12: Resümee und Schluß. Bautechnik.-.77(2000), H1

- Friemann, H. (1997):** Zur Vorlesung Plastizitätstheorie – Fließgelenktheorie I. und II. Ordnung -. Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Technische Hochschule Darmstadt. 1996/1997
- Fukumoto 1982:** Numerical Data Bank for the Ultimate Strength of Steel Structure. Stahlbau 51. 1982, S. 21-27
- Geißler, K.; Flederer, H.:** Rodemann, J.; Leihkauf, S.; Lieberwirth, P., Beispiele der Anwendung der Zurverlässigkeitstheorie im Stahlbau, Ernst & Sohn, Stahlbau 68, 1999, H4 S.302-314
- Geißler, K.; Flederer, H.:** Rodemann, J.; Leihkauf, S.; Lieberwirth, P.: Beispiele der Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie im Stahlbau. Stahlbau 68 (1999), H.4
- Graße, Wolfgang (1995):** Zur Kombination zeitveränderlicher Einwirkungen, Stahlbau 64 (1995), H. 8
- Graße, Wolfgang (1992):** Zur Lastkombinationsregel nach DIN 18800 Teil 1, Stahlbau 61 (1992), H. 5
- Graubner, C.-A. (1989):** Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze, Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau - TU München, München (1989)
- Graubner, C.-A. , Six M. (2002):** Zuverlässigkeit schlanker Stahlbetondruckglieder – Analyse nichtlinearer Nachweiskonzepte, Bauingenieur April 2002: 141 - 150
- GrusiBau (1981):** Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1981
- Hamed, M.M.; Bedient, P.B.; (1999):** Reliability-Based Uncertainty Analysis of Groundwater Contaminant Transport and Remediation. Rice University, Houston, Texas, EPA/600/R-99/028, June 1999
- Hanswille, G. (2000):** Dialogtag Verbundbau—DIN 18800 Teil 5 und Eurocode 4 Teil 1, Kaiserslautern, Sep. 2000
- Hasofer A M, Lind N C (1974):** Exact and Invariant Second-Moment Code Format, J. Eng. Mech. Div. ASCE. 1974, 100 (1), 111-121
- Havranek, R; Petersen, Chr.:** Sicherheit gedrückter Stahlstützen unter Berücksichtigung der statistischen Verteilung von E-Modul, Fließgrenze, Eigenspannungen, Querschnittsfläche und Vorkrümmungen. Teil 1: Grundlagen-Vergleich mit den Versuchung der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände am Profil IPE 160. in Berichte zur Sicherheitstheorie der Bauwerke Heft 8, 1975, LKI, TU München
- Hedges, T.; Reis, M-T(1999):** Risk assessment of coastal defences. June 1999. (www.liv.ac.uk/~ec22/topics/MAFF99.pdf)
- Heike, H-D; Târcolea, C. (2000):** Grundlagen der Statistik und Wahrscheinlichkeitsrechnung. R. Oldenbourg Verlag München Wien, 2000
- Hosser, D. (1978):** Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern. Mitteilung aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 28: Berlin: Ernst & Sohn, 1978
- Huang, Xingdi (1989):** Sicherheitskonstruktion vom Ingenieurbau, Ren ming Jiao Tong Verlage, Beijing, 1989*

- Ibach, H.-D.(2001);** Zum Kriechen und Schwinden von Verbundbrücken auf Grundlage der Eurocodes; Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau Technische Universität München 2/2001
- ISO 2394 Annex 2 (1993):** ISO2394 General Principles on Reliability for Structures, Annex 2 Quality Assurance Informative, Second draft 01.10.93
- ISO 2394 Annex 4 (1993):** ISO2394 General Principles on Reliability for Structures, Annex 4 Probability Based Design Informative, 04.10.93
- ISO 2394 10th Draft (1993):** ISO2394 General Principles on Reliability for Structures, Revision of IS 2394, 10th draft 07.93
- ISPUD-User's Manual (1995),** Draft, 1995, Institut für Mechanik, Universität Innsbruck, Innsbruck.
- JCSS 1 (2000):** Probabilistic Model Code. Joint Committee on Structured Safety, 10.2000
- Johannis, Achim (1999):** Zur Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit nichtlinear bemessener Stahlbetontragwerke, Technische Universität München, 2/99
- König, G. und Marten, K.:** Zum wirklichkeitsnahen Erfassen von Nutzlasten. Bautechnik 52 (1975) 275-281
- König, G.; Ahner, C. (2000):** Sicherheits- und Nachweiskonzept der nichtlinearen Berechnungen im Stahl- und Spannbetonbau. Darmstädter Statik- Seminar 2000- Sicherheit und Risiko im Bauwesen
- König, G.;Tue, N. (1998):** Grundlagen des Stahlbetonbaus. B.G. Teubner Stuttgart.Leipzig, 1998
- Kudzys A.(1992):** Probability estimation of reliability and durability of reinforced concrete structures, Vilnius Technical University, 1992
- Lange, J. (2001)** Verbundbau. TU Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik. 05.2001
- Lange, J. (1990):** Beitrag Zur Berechnung und Konstruktion von Ebenen, Verschieblichen Rahmen mit Verbundbauteilen. Darmstadt 1990.
- Lehn, J.; Wegmann, H. (1992):** Einführung in die Statistik, B.G. Taubner Stuttgart 1992
- Leonhardt, F.(1985):** Maßnahmen zur Qualitätssicherung bei neuen Eisenbahnbrücken. Qualitätssicherung im Brückenbau Vortragsveranstaltung 18. 4. 1985
- Li, Qinfu; Gao, Jianlei; Yue, Jingzhao; Li, Zhongkun(1999):** Struktur Sicherheitstheorie. Huang He Shui Li Verlage 05.1999.*
- Li, Y.-H.; Bao, W.-G- ect. (1997):** Autobahnbrücke Sicherheit und probablistische limited Konstruktion. Ren Ming Jiao Tong Verlage, 1997*
- Liu, Ning; Zhen, Jianqing-1(1999):** Stochastic Mechanics and Reliability Theory in Engineering: Part- 1. Journal of Hojai University, Vol. 27 No. 5 Sep 1999*
- Liu, Ning; Zhen, Jianqing-2(1999):** Stochastic Mechanics and Reliability Theory in Engineering: Part- 2. Journal of Hehai University, Vol. 27 No. 5 Sep 1999*
- Lukas, I. (1999):** Theorie und Anwendung nichthlinearer Algorithmen auf Stahlverbundtragwerke,Diss. Universität Kaiserslautern/ Baustatik, 10.1999

- Marek, P.(2001)** (Department of Civil Engineering VŠB TU, Ostrava Czech Republic);
- Matousek, M. & Schneider, J.1976:** Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems von Bauwerken. IBK Bericht No. 59, ETH Zürich, 1976.
- Matthies, H.G.; Brenner, C.E.; Bucher, C.G. & Soares, C.G. (1997):** Uncertainties in probabilistic numerical analysis of structures and solids – Stochastic finite elements. Structural Safety, Vol. 19, No. 3 (1997): 283-336.
- Melchers,R.E. (1999):** Structural reliability analysis and prediction, Second Edition. John Wiley & Sons, 1999
- Mehlhorn, G.1997:** Der Ingenieurbau Tragwerkszuverlässigkeit und Einwirkungen. Ernst & Sohn, 1997
- Neusser, K.; Schmidheiny, K. (2002):** Elemente der Wahrscheinlichkeitstheorie und Statistik. Universität Bern, Sommersemester 2002
- Petersen, Chr.; Hawranek, R.:** Arbeitsberichte zur Sicherheitstheorie der Bauwerke---Zur Sicherheitstheorie im konstruktiven Stahlbau. Heft 5/74 München, Januar 1974
- Pottharst, R. (1977):** Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzepts für den konstruktiven Ingenieurbau. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 22: Berlin Ernst & Sohn 1977.
- prEN 10025-2:1998**
- Protokoll 1 (2001):** Protokoll von Verein Deutscher Eisenhüttenleute (VDEh), 04.2001
- Protokoll 2 (2001):** Protokoll von Georgmarienhütte GmbH, 03.2001
- Rackwitz R, Fiessler B (1978):** Structure Reliability under Combined Random Load Sequences, Computers and Structures, 1978, 9;489-494
- Rasche, T.; Woolley, K.(2000):** Importance of risk based integrity management in your safety management system – advanced methodologies and practical examples. (www.qmc.com.au/docs/conferences/QMC_2000/conf_rasche.pdf)
- RCP Consult (1997):** Comrel-Pro and Sysrel-Pro: Users Manual, RCP Consult 1997
- Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Ausgabe 1981mit ergänzenden Bestimmungen, Fassung 1991
- Rohde, M.:** Zur Qualitätssicherung mechanischer Eigenschaften von Baustahl. Dissertation, TU Braunschweig 1987
- Roik, K. (1983):** Vorlesungen Über Stahlbau. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn Berlin. München 1983
- Roik, K.; Bergmann, R.; Haensel, J.; Hanswille, G.(1993):** Verbundkonstruktion, Betonkalender 1993 Teil II, Ernst & Sohn
- Rußwurm, D (1988):** Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffwiderstände. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 10 (1988).
- Rußwurm, D (1993):** Betonstähle für den Stahlbetonbau. Bauverlag Wiesbaden Berlin 1994
- Straalen, IJ.J. van (1999):** Development of design rules (Copyright @ 1999 by www.vtt.fi/manu/val3/projects/dogma/design/cases/developmentofdesignrules.html)

- Schneider, K.-J. (1998):** Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen, 13. Auflage, Werner-Verlag, 1998
- Schneider, J.(1996):** Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen Grundwissen für Ingenieure. Hochschulverlag AG an der ETH Zürich B.G. Teubner Stuttgart. 2. Auflage 1996
- Schueller, G.I.(1997a):** A state- of- the- art report on computational stochastic mechanics. Probabilistic Engineering Mechanics, 1997, 12 (4): 197~ 321
- Schueller, G.I. (1997b):** Tragwerkszuverlässigkeit. In G. Mehlhorn (Hrsg.), Der Ingenieur-bau: Grundwissen, Bnd. 8 Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen, Berlin: Ernst & Sohn, 1997
- Sedlacek, G. (2000):** Umdruck zur Vorlesung und Übung Verbundbau, Rhein.-Westf. Technische Hochschule Aachen SS2000
- Shao, Zhuoming:** Fortschritt der Konstruktion auf der Basis auf probabilistische Methode—Nach ISO 2394. Ingenieur Struktur, Vol. 7, Juli 1998*
- Shinozuka, M. (1983):** Basic Analysis of Strcture Safety, J. Struct. Eng., ASCE, 1983,109(3),721-740
- Six, M. (2000a):** Probabilistic calibration of a new safety format for non-linear analysis of concrete structures. In K. Bergmeister (Hrsg.), Proc. Third Int. PhD Symposium in Civil Engineering, Vol 1, Vienna, 5-7 October 2000. Vienna: Institute of structure Engineering, University of Applied Sciences.
- Six, M. (2000b):** Kalibrierung eines neuen Sicherheitsformates für die nichtlinearen Nachweisverfahren im Betonbau. Beiträge zum 39. Forschungskolloquium des Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Darmstadt 19-20 Oktober 2000. Darmstadt: Institut für Massivbau, TU Darmstadt.
- Six, M. (2002):** Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau, Michael Six. - 1. Aufl.. - Darmstadt : Inst. fuer Massivbau, 2002
- Sobol, I. M.:** Die Monte- Carlo- Methode, VEB Deutscher Verlag der Wissenschaft , Berlin 1971.
- SÝKORA, M. (2002):** Reliability Verification of a Steel Frame. 4th International Ph.D. Symposium in Civil Engineering September 19th –20th,2002, Munich, Germany
- Thoft-Christensen, P.; Murotsu, Y. (1986):** Application of Structural Systems Reliability Theory, Springer-Verlag, Berlin 1986.
- Volz, J. (2000):** Stochastische Analyse beliebiger Stahlbetonquerschnitte. Diplomarbeit am Institut für Massivbau, TU Darmstadt
- Vrouwenvelder, T.; Holicky, M.; Markuva, J.(2002):** JCSS Probabilistic Model Code—Example Applications. Von Internet:
(<http://www.jcss.ethz.ch/PMC/examplesmodelcode2001.pdf>)
- Winkelmann, R. (2002):** Statistik Teil 2, Vorlesung 16,Universität Zürich, Prof. Winkelmann, R., Sommersemester 2002
- Woodward, R.J. (1999):** Deliverable D6 Experimental assessment methods and use of reliability techniques, Status C, BRIME PL97-2220. Project funded by the European Commission under the Transport RTD. Programme of the 4th Framework Programme

Yu, Andong; Ye, Runxiu(1986): Sicherheit und Zuverlässigkeit beim Bauwerk. 1986
Shang Hai*

Zilch, K.; Rogge, A. (1999): Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile.
Betonkalender 1999, Ernst & Sohn A Wiley Company

Zuo Qi, Qū Yihua: Statistik und Messung Si Cuan Verlage 12.1996*

* Chinesische Literaturen.

Lebenslauf

Personliche Daten

Name: Haiqing Xu
Geschlecht: männlich
Geburtstag: 09.09.1964
Geburtsort: Ju Rong, Jiang Su Provinz, VR China
Staatsangehörigkeit: chinesisch
Emailadresse: haiqing_2000@yahoo.de



Hochschulbildung

1983 - 1987 Bachelor-Studium des Bauingenieurwesens an der SWJT (Southwesten Jiao Tong) Universität, Cheng Du, Si Cuan Provinz, VR China
Hauptvertiefung: Brückenbau
1987 - 1990 Master-Studium des Bauingenieurwesens an der SWJT Universität, Cheng Du, Si Cuan Provinz, VR China
Forschensthema des Masters: Optimierung und Automatisierung der Konstruktion von Durchlaufträger einer Spannbetonbrücke

Berufserfahrungen

1990 - 1992 Junior Ingenieur bei "The 4th Survey and Design Institute of Railway Ministry", Wuhan,
1992 - 1998 Ingenieur bei "The 4th Survey and Design Institute of Railway Ministry", Wuhan, VR China
Als Projektleiter verantwortlich für verschiedene Projekte in China:
1998 - 1999 Senior Ingenieur bei "The 4th Survey and Design Institute of Railway Ministry", Wuhan, VR China
Forschung der Durchlaufträger-Serien für die Brücken
1999 – 2002 Gastwissenschaftler am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt in Germany
Forschungsschwerpunkt: Ein konsistentes Sicherheitskonzept für Verbundträger

Weiterbildung

1995 - 1996 Intensivkurs für Deutsch, Beijing, VR China
1996 - 1997 Praktikum bei der Deutschen Bundesbahn in Deutschland
Aufgabengebiet: Betriebssicherheit der Eisenbahn